

Communication 42

Analyse von Fliessgeschwindigkeiten und Wassertiefen auf verschiedenen Typen von Blockrampen

Markus J. Studer

- N° 17 2004 Cycle postgrade en aménagements hydrauliques
Collection des articles des travaux de diplôme postgrade
- N° 18 2004 S. Emami
Erosion protection downstream of diversion tunnels using concrete
prisms - Design criteria based on a systematic physical model study
- N° 19 2004 Ph. Chèvre
Influence de la macro-rugosité d'un enrochement sur le charriage et
l'érosion en courbe
- N° 20 2004 S. André
High velocity aerated flows on stepped chutes with macro-
roughness elements
- N° 21 2005 Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la troisième
correction du Rhône - Nouveaux développements dans la gestion
des crues
- N° 22 2005 INTERREG IIIB - Projet ALPRESERV. Conférence sur la
problématique de la sédimentation dans les réservoirs - Gestion
durable des sédiments dans les réservoirs alpins
- N° 23 2005 Master of Advanced Studies (MAS) in hydraulic schemes
Collection des articles des travaux de diplôme
- N° 24 2006 S. Sayah
Efficiency of brushwood fences in shore protection against wind-
wave induced erosion
- N° 25 2006 P. Manso
The influence of pool geometry and induced flow patterns in rock
scour by high-velocity plunging jets
- N° 26 2006 M. Andaroodi
Standardization of civil engineering works of small high-head
hydropower plants and development of an optimization tool
- N° 27 2006 Symposium érosion et protection des rives lacustres
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives
lacustres
- N° 28 2007 A. Vela Giró
Bank protection at the outer side of curved channels by an
undulated concrete wall
- N° 29 2007 F. Jordan
Modèle de prévision et de gestion des crues - Optimisation des
opérations des aménagements hydroélectriques à accumulation
pour la réduction des débits de crue
- N° 30 2007 P. Heller
Méthodologie pour la conception et la gestion des aménagements
hydrauliques à buts multiples

Vorwort

Schwellen und Abstürze in Flüssen werden oftmals durch Blockrampen ersetzt nicht zuletzt um den Fischeaufstieg zu gewährleisten. Dabei sind die Fliessgeschwindigkeiten und die Abflusstiefen auf der Blockrampe entscheidend.

Im Rahmen seiner Masterarbeit hat Herr Markus Studer systematisch die Fliessverhältnisse auf verschiedenen Typen von Blockrampen untersucht, welche im Labor nachgebildet wurden. Dies erlaubte die Messung von Fliessgeschwindigkeiten sowie Abflusstiefen in einem sehr engen Raster. Die kritischen Abflussbedingungen für den Fischeaufstieg konnten so mit statistischen Analysen verdeutlicht werden. Nach der Masterarbeit wurde die Studie noch mit zusätzlichen Laborversuchen ergänzt. Zudem wurden auch auf zwei Blockrampen im Felde Messungen durchgeführt. Die Arbeit von Herrn Studer kann wertvolle Hinweise geben wie eine Blockrampe strukturiert werden sollte, damit günstige hydraulische Bedingungen für den Fischeaufstieg vorherrschen.

Die Studie wurde im Rahmen des Forschungsprojektes „Integrales Flussgebietsmanagement“ mit der finanziellen Unterstützung des Bundesamt für Umwelt durchgeführt. Die Feldmessungen erfolgten teilweise im Zuge des CCES-Projektes „ENHANCE“.

Prof. Dr. Anton Schleiss

*Dieses Buch ist meiner Mutter gewidmet,
die zu Beginn dieser Arbeit an Krebs
verstarb, sowie meinem Vater und
meinen Geschwistern.*

Zusammenfassung

Blockrampen werden oftmals eingesetzt, um gefährlichen Sohlenerosionen entgegenzuwirken und die Migration von Fischen zu erleichtern. Um die Durchgängigkeit für Fische zu gewährleisten, müssen hydraulische Kriterien wie maximale Fliessgeschwindigkeiten, minimale Abflusstiefen und maximale Wasserspiegelunterschiede erfüllt sein. Systematische Laborversuche wurden durchgeführt, um diese für Forellen festgelegten Durchgängigkeitskriterien zu untersuchen. Es wurden vier verschiedene Rampentypen mit zwei verschiedenen Neigungen experimentell untersucht. Die Resultate wurden auf einen Prototypen hochgerechnet und anschliessend mit den Durchgängigkeitskriterien verglichen. Gemessen wurden die Topographie, die Abflusstiefen und die Fliessgeschwindigkeiten. Es hat sich gezeigt, dass uniforme monotone Rampen die Kriterien der Forellendurchgängigkeit kaum erfüllen können. Strukturierte Blockrampen sind um einiges durchgängiger. Optimale Konditionen für die Fischdurchgängigkeit können bei Neigungen bis 6 % für spezifische Abflüsse bis $2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ und bei Neigungen bis 10 % für spezifische Abflüsse bis $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ erreicht werden. Für grössere Abflüsse werden die für die Fischdurchgängigkeit maximal zulässigen Fliessgeschwindigkeiten derart oft überschritten, dass theoretisch keine Forellendurchgängigkeit mehr möglich ist.

Durchgeführte Feldmessungen auf einer klassisch betonierten und einer klassisch geschütteten Rampe haben gezeigt, dass es nicht möglich ist, vergleichbare Abflüsse im Labor und gleichzeitig im Feld zu messen. Die Abmessungen der Labormessgeräte bedingen einen gewissen Mindestabfluss. Der entsprechende Prototypabfluss ist jedoch so gross, dass die manuelle Messung mit einem Messflügel, wegen den relativ hohen Abflusstiefen und Fliessgeschwindigkeiten, nicht mehr möglich ist. Demgegenüber konnten die relativ kleinen Abflüsse der Feldmessungen im Labor bezüglich Geschwindigkeiten wegen der Messflügelgrösse nicht analysiert werden. Die Labormessungen hatten somit, wegen den im Vergleich zu den Feldmessungen grösseren Abflüssen, die Tendenz, einzig das Kriterium der maximalen Geschwindigkeit zu verletzen und nicht jenes der minimalen Abflusstiefe. Die Feldmessungen hingegen hatten, wegen ihrer vergleichbar kleinen Abflüsse, die Tendenz, einzig das Kriterium der minimalen Abflusstiefe und nicht jenes der maximalen Fliessgeschwindigkeit zu verletzen.

Bei den Feldmessungen wurde die klassisch geschüttete Rampe für den gemessenen spezifischen Abfluss von $0.1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ als theoretisch

forellendurchgängig eingestuft, während die klassisch betonierte Rampe für den gemessenen Abfluss von $0.07 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ als theoretisch nicht durchgängig beurteilt wurde. Es wäre nun interessant, diese Schlussfolgerungen mit Fischzählungen auf diesen beiden Rampen zu verifizieren.

Die Feldmessungen sowie die Labormessungen ergaben, dass die Forellendurchgängigkeit problematisch wird, sobald das Verhältnis von kinetischer Energie zur Abflusstiefe einen Wert grösser als 0.45 erreicht.

Vergleiche mit numerischen Simulation auf Flow-3-D haben gezeigt, dass die Simulationen im Vergleich zu den Labormessungen zu niedrige Abflusstiefen ergaben. Die Geschwindigkeiten waren höher als bei den Labormessungen. Es wird angenommen, dass der Ursprung dieses Fehlers bei unzureichend simuliertem Lufteintrag zu suchen ist.

Abstract

Block ramps are often used as an alternative for sills to protect rivers against dangerous bed erosion and to enhance fish migration. To ensure fish migration, hydraulic criteria like maximum flow velocities, minimal water depths and maximum water level differences must be fulfilled. A systematic laboratory study was performed in order to measure these hydraulic criteria fixed for trouts. Four different types of block ramps with two different slopes were studied. The results were converted to prototype values to be compared to the migration criteria. The topography, the water depth as well as the flow velocity were measured. The results have revealed that uniform block ramps can rarely satisfy the criteria for fish migration. Structured block ramps are more efficient. Nevertheless optimum conditions for fish migration on a ramp slope of 6 % can be reached only for specific discharges below $2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ and for ramp slopes up to 10 % for specific discharges below $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. For higher discharges, the maximal flow velocity for trouts is exceeded so often that the probability for a migration of trout is very low.

Field Measurements on a classical poured ramp and a classical rock fill construction showed that it's not possible to measure comparable discharges in the laboratory and in the field. The dimensions of the laboratory measuring instruments require a certain minimal discharge. But the corresponding prototype discharge is so big, that the manual measurement cannot be performed because of the high velocities and the deep water. But the small discharges of the field measurements cannot be measured in the laboratory because of the size of the measurement instruments. Hence the laboratory measurements with relatively big discharges had the tendency to hurt only the criterion of the maximal flow velocity but not the one of the minimal water depth. But the field measurements had the tendency to hurt only the criterion of the minimal water depth and not the one of the maximal flow velocity.

In the field measurements, the classical rock fill construction ramp was classified as theoretically passable for trouts for the specific discharge of $0.1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. The classical poured ramp was not passable for trouts for the measured specific discharge of $0.07 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. It would be interesting to verify these conclusions with fish counts on these two ramps.

The field measurements as well as the laboratory measurements showed that the criteria for trout migration become problematic when the ratio of velocity head and water depth reaches a value over 0.45.

Comparisons with numerical simulation on flow-3-D have shown that the simulations calculate too small water depths and too high flow velocities compared to the laboratory measurements. It is supposed that the reason for these faults is an insufficient simulation of air entrainment into the water during the simulation.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Arten von Blockrampen und ihre Bemessungsansätze	3
2.1	Morphologie klassischer und aufgelöster Blockrampen	3
2.1.1	Klassische Blockrampen	4
2.1.2	Aufgelöste Blockrampen	5
2.2	Bemessungsgrundlagen klassischer und aufgelöster Blockrampen	7
2.2.1	Klassische Blockrampen	7
2.2.2	Aufgelöste Blockrampen	10
2.3	Morphologie und Bemessungsgrundlagen von V-Rampen	15
2.3.1	Morphologie von V-Rampen	15
2.3.2	Bemessungsgrundlagen von V-Rampen	18
3	Fischdurchgängigkeit von Blockrampen	21
3.1	Kritische Fließgeschwindigkeiten und Wasserspiegelunterschiede	21
3.2	Abflusstiefen, Beckenabmessungen	24
3.3	Turbulenz	24
3.4	Anforderungen ans Abflussregime	25
4	Hydraulische Modellversuche zur Ermittlung der Abflussverhältnisse auf Blockrampen	27
4.1	Anordnung der Modellversuche	27
4.1.1	Versuchseinrichtung	27
4.1.2	Vermessungsraster	28
4.1.3	Verwendete Granulometrie der Blöcke	29
4.1.4	Randbedingungen	31
4.1.5	Massstab für Umrechnung auf Prototypen	31
4.2	Morphologie der untersuchten Rampentypen	31
4.2.1	Klassische Blockrampe mit 10 % Neigung	33
4.2.2	Aufgelöste Blockrampe mit 6 % Neigung	33
4.2.3	Mäanderförmige Blockrampe mit 10 % Neigung	34
4.2.4	Mäanderförmige Blockrampe mit 6 % Neigung	35
4.3	Resultate der gemessenen Abflussverhältnisse	36
4.3.1	Abflusstiefen	36
4.3.2	Geschwindigkeiten	44
4.3.3	Verhältnis von kinetischer Energie zur Abflusstiefe	49
4.3.4	Energiehöhen entlang der Rampenachse	56
4.3.5	Zusammenfassung aller Messwerte	58

4.4	Vergleich der gemessenen Abflussverhältnisse	60
4.4.1	Topographie	61
4.4.2	Abflusstiefen	61
4.4.3	Geschwindigkeiten	62
4.4.4	Verhältnisse der kinetischen Energie zur Abflusstiefe	69
4.4.5	Energiehöhen entlang der Rampenachse	72
4.5	Konsequenzen bezüglich Fischdurchgängigkeit	72
5	Feldmessungen auf Blockrampen	77
5.1	Morphologie	78
5.2	Abflusstiefen	78
5.3	Geschwindigkeiten	80
5.4	Verhältnisse der kinetischen Energie zur Abflusstiefe	80
5.5	Schlussfolgerungen der Feldmessungen	82
6	Numerische Simulation von drei untersuchten Rampen	87
6.1	Beschreibung des numerischen Modells	87
6.1.1	Morphologie	88
6.1.2	Abflusstiefen	89
6.1.3	Geschwindigkeiten	93
6.2	Schlussfolgerungen der numerischen Simulationen	98
7	Möglichkeiten zur Verbesserung der Morphologie hinsichtlich Fischdurchgängigkeit	101
7.1	Morphologie hinsichtlich Fischdurchgängigkeit	101
7.2	Vorschlagen von optimalen Morphologien für Blockrampen	101
8	Schlussfolgerung und Ausblick	103
9	Verdankungen	105
10	Literatur	107
11	Anhang	111

1 Einleitung

Blockrampen erlauben es, dem Erosionszustand vieler Flüsse entgegenzuwirken. Sie sind eine Alternative für die in Vergangenheit oft realisierten Absturzbauwerke, welche die Wanderung von Fischen und Kleinlebewesen unterbinden und deshalb häufig kritisiert werden. Über die Durchgängigkeit der Blockrampen sind in der Literatur nur wenige Informationen vorhanden. Es gibt aber Kriterien, die erfüllt sein müssen, um das Wandern von Fischen zu ermöglichen. Dazu gehören unter anderem maximale Fließgeschwindigkeiten, minimale Abflusstiefen, minimale Beckenabmessungen bei Step-Pool-Step-Systemen, sowie maximale Wasserspiegelunterschiede. Diese Kriterien hängen ab von der Fischart, die im jeweiligen Gewässer anzutreffen ist (Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau DVWK (1996), Gebler (2007)). Die vorliegende Forschungsarbeit hat zum Hauptziel, diese Kriterien anhand von Modellversuchen zu untersuchen, um schliesslich sagen zu können, welcher Typ Blockrampe bis zu welchem spezifischen Abfluss durchgängig ist.

Die vorliegende Arbeit ist in sechs Phasen gegliedert, welche in Kapitel 2 bis 7 beschrieben werden.

Kapitel 2 ist eine Bestandsaufnahme und beinhaltet eine Übersicht bestehender Blockrampen und deren Dimensionierungsgrundlagen.

Kapitel 3 befasst sich mit der Fischdurchgängigkeit von Fließgewässern. Dafür werden für verschiedene Fischarten die für die Durchgängigkeit relevanten Kriterien aus der Literatur herausgesucht. Schliesslich wird eine Fischart bestimmt, nach welcher sich die Interpretation der im Labor folgenden Messungen richten wird.

Kapitel 4 beinhaltet die Versuchseinrichtungen und die Modellversuche. Die zu untersuchenden Rampentypen werden definiert und die Versuche durchgeführt. Die Resultate werden ausgewertet und veranschaulicht. Eine Diskussion in Bezug auf die Fischdurchgängigkeit bildet den Abschluss dieses Kapitels.

In Kapitel 5 werden drei untersuchte Rampentypen ausgewählt und mit dem Flow-3-D Simulationsprogramm simuliert. Die Resultate werden anschliessend mit den entsprechenden Labormessungen verglichen.

Nach den Laborversuchen werden auf der Wyna bei Menziken zwei Blockrampen vermessen und die vorher im Labor gemessenen Parameter wie Morphologie, Abflusstiefe und Fließgeschwindigkeit in der Natur

aufgenommen. Kapitel 6 beinhaltet die Feldmessungen, deren Resultate, sowie der Vergleich mit den Resultaten aus den Labormessungen.

Kapitel 7 entspricht einer Analyse der vorliegenden Arbeit bezüglich Fischdurchgängigkeit. Die aus der Arbeit gewonnenen Erkenntnisse werden erörtert und die darauf basierenden Vorschläge für eine verbesserte Durchgängigkeit genannt.

2 Arten von Blockrampen und ihre Bemessungsansätze

In den letzten Jahren sind die ökologischen Anforderungen hinsichtlich der Längsvernetzung von Fließgewässern gestiegen und führten zur Bevorzugung von naturnahen Bauweisen im Flussbau. Deswegen werden immer mehr Absturzbauwerke durch Blockrampen ersetzt.

Dieses Kapitel vermittelt einen kurzen Überblick über bestehende Blockrampen und deren Bemessungsgrundlagen hinsichtlich Stabilität und Durchgängigkeit.

2.1 Morphologie klassischer und aufgelöster Blockrampen

Grundsätzlich können Blockrampen in klassische und aufgelöste Blockrampen unterteilt werden. Gemäss den Normen des Kt. Aargau (2006) können diese zwei Arten, wie in Abb. 1 dargestellt, weiter unterteilt werden. Verschiedene Autoren haben bezüglich Neigung entsprechende Empfehlungen abgegeben. Sie sind im unteren Bereich der Abb. 1 zu entnehmen.

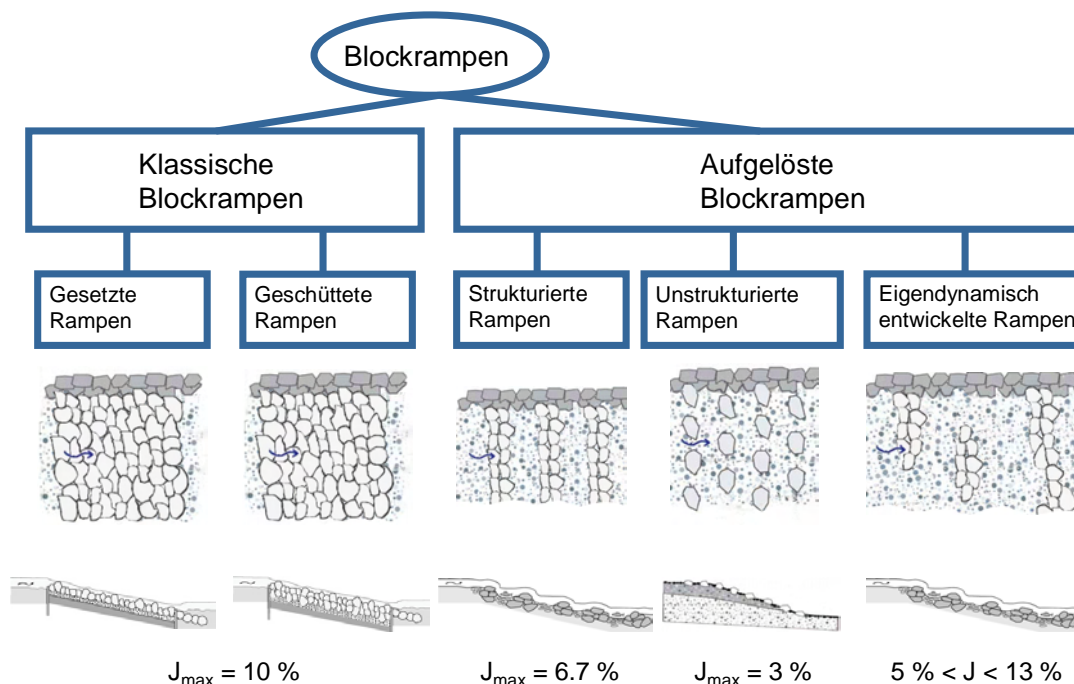


Abb. 1: Nomenklatur der Blockrampen nach Kt. Aargau (2006).

2.1.1 Klassische Blockrampen

Bei den klassischen Blockrampen werden folgende zwei Bauweisen unterschieden; die klassischen gesetzten Rampen und die klassischen geschütteten Rampen.

Bei der klassischen gesetzten Rampe werden die Blöcke möglichst in einem engen Verband dicht aneinander versetzt. Die Blöcke müssen dazu in der Regel senkrecht aufgestellt werden. Der Aufbau der Rampe sollte – je nach Beschaffenheit des Untergrundmaterials – mehrschichtig erfolgen. Der Einbau der Rampe muss sehr sorgfältig erfolgen und erfordert in der Regel eine trockene Baugrube.

Bei klassischen geschütteten Rampen besteht der Rampenkörper aus mehreren Lagen locker übereinander geschütteter Blöcke. Darunter ist, abhängig von der Zusammensetzung des Untergrundmaterials, die Anordnung einer Filterschicht erforderlich. Für die Herstellung der Rampe ist in der Regel eine trockengelegte Baugrube nicht unbedingt nötig. Die Blöcke können direkt im fliessenden Wasser eingebaut werden.

Der Anwendungsbereich der klassischen Blockrampen sollte auf maximal 10 % Rampengefälle begrenzt werden. Der Grund dafür liegt gemäss Bezzola (2005) in der Dimensionierungsgleichung (2). Sie wurde zwar aus Versuchen mit Rampengefällen bis 25 % abgeleitet. Die Erfahrungen mit realisierten Blockrampen zeigt jedoch, dass Rampenneigungen grösser als 1 : 10 kritisch sind und somit die Anwendung dieser Gleichung auf den Bereich $J \leq 0.1$ beschränkt werden sollte.



Abb. 2: Klassisch geschüttete Blockrampe (Archbach) aus Fließgewässeratlas Tirol (<http://www.tirol.gv.at/>).

2.1.2 Aufgelöste Blockrampen

Aufgelöste Blockrampen sind gekennzeichnet durch eine nicht flächendeckende Anordnung von groben Rauigkeitselementen auf einem feineren Untergrundmaterial. Es können strukturierte, unstrukturierte und eigendynamisch entwickelte Rampen unterschieden werden.

Das Merkmal der aufgelösten strukturierten Rampe ist, dass die zu überwindende Höhe in kleinere Einzelstufen mit dazwischen liegenden Becken aufgelöst wird. Mit den Becken werden – ähnlich wie bei einem Fischpass – entlang des Aufstiegsweges ruhigere Zonen geschaffen, die zusammen mit den kleinen Stufenhöhen bei Nieder- und Mittelwasser auch weniger kräftigen Fischen den Aufstieg ermöglichen.

Der Anwendungsbereich strukturierter Blockrampen liegt, verglichen mit den klassischen Rampen, bei eher flacheren Gefällen: 6.7 % nach der Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden – Württemberg LUBW (2006).

Bei aufgelösten unstrukturierten Rampen sind die Rauigkeitselemente zwar gleichmässig, jedoch nicht flächendeckend auf dem Untergrundmaterial verteilt. Bei geringen Abflüssen entsteht so ein vielfältiges Strömungsmuster. Diese Art der Anordnung orientiert sich gemäss Weichert und Bezzola (2002) an der für Gebirgsbäche typischen Morphologie mit isolierten Grobblöcken.



Abb. 3: Aufgelöste strukturierte Blockrampe vom Kt. Graubünden (<http://www.jagd-fischerei.gr.ch>).

Der Anwendungsbereich der unstrukturierten Rampen ist – im Vergleich zu den klassischen Blockrampen – auf flachere Gefälle begrenzt. Janisch (2007) empfiehlt ein Gefälle von maximal 3 %.



Abb. 4: Ausführung einer aufgelösten unstrukturierten Blockrampe aus Künzi et al. (2005).

Eigendynamisch entwickelte Rampen haben ihr Vorbild in den Morphologien steiler Gerinne, die durch eine grobe, strukturierte Deckschicht gekennzeichnet sind. Charakteristisch für diese Deckschichtstruktur ist eine Abfolge von Stufen

und Becken. Die Stufen entstehen durch die eigenständige Gruppierung von groben Blöcken zu Riegeln quer über die Gerinnebreite. Die Ausbildung der Deckschichtstruktur erfolgt selbständig aufgrund der natürlich vorherrschenden Abflüsse. Damit das erfolgen kann, muss dem zu stabilisierenden Gerinne wildbachtypisches Material zugeführt werden. Das Material wird in einem bestimmten Gefälle eingebaut. Das Gefälle reduziert sich aber infolge der hydraulischen Belastung. Der Anwendungsbereich der eigendynamisch entwickelten Rampen liegt nach Lange (2007) bei Gefällen zwischen 5 und 13 %.



Abb. 5: Eigendynamisch entstandene Rampe (Gschnitzbach) aus Fließgewässeratlas Tirol (<http://www.tirol.gv.at/>).

2.2 Bemessungsgrundlagen klassischer und aufgelöster Blockrampen

2.2.1 Klassische Blockrampen

Bei klassischen Blockrampen gibt es drei wesentliche Versagensmechanismen, die bei der Dimensionierung beachtet werden müssen:

- Direkte Erosion von Blöcken aus der Rampe
- Indirekte Erosion
- Abrutschen des Rampenkörpers in das Kolkloch

a) Direkte Erosion von Blöcken aus der Rampe

Die direkte Erosion von Blöcken aus der Rampe ereignet sich gemäss Raudkivi und Ettema (1982) bei kleinen Verhältnissen vom äquivalenten Kugeldurchmesser der Rampenblöcke D zum Durchmesser des Sohlenmaterials d_m :

$$D/d_m \leq 6 \quad (1)$$

Die Dimensionierungsgleichung wurde aufgrund von Modellversuchen von Whittaker und Jäggi (1986) für klassische Rampen entwickelt und gilt sowohl für geschüttete als auch gesetzte Rampen:

$$q = \frac{0.257}{J^{7/6}} \sqrt{g(s-1) D_{65}^3} \quad (2)$$

wobei q : spezifischer Abfluss [m^3/ms]

J : Rampengefälle [-]

g : Erdbeschleunigung [m/s^2]

s : relative Dichte der Blöcke oder Sedimente zur Dichte des Wassers [-] (≈ 2.65)

D_{65} : Blockdurchmesser bei 65% "Siebdurchgang" [m]

Nach Whittaker und Jäggi (1986) kann für den äquivalenten Blockdurchmesser D (Durchmesser einer Kugel mit gleichem Volumen resp. gleicher Masse) die folgende Beziehung benutzt werden:

$$D = 1.06 D_{65} \quad [m] \quad (3)$$

Durch Umformung von Gl.(3) kann die minimal erforderliche Blockmasse M bestimmt werden:

$$M = 9.44 \frac{\rho_s}{g(s-1)} q^2 J^{7/3} \quad [kg] \quad (4)$$

b) Indirekte Erosion

Bei einem zu grossen Verhältnis der Durchmesser der Rampenblöcke zum Sohlenmaterial besteht die Gefahr, dass das Untergrundmaterial ausgewaschen wird und die grossen Blöcke ins Sohlenmaterial einsinken. Die Dimensionierungsgleichung hierfür gilt für die Verhältnisse:

$$D/d_m > 10 \quad [m] \quad (5)$$

Nach den Modellversuchen von Whittaker und Jäggi (1986) lautet die Dimensionierungsgleichung:

$$q = 14.47 \sqrt{g} \left(\frac{s-1}{\rho_s} \right)^{2.35} D^{-0.85} \beta^{2.35} \left(\frac{d_{65}}{D} \right)^2 J^{-1.9} \quad (6)$$

- wobei q : spezifischer Abfluss [m^3/ms]
 g : Erdbeschleunigung [m/s^2]
 s : relative Dichte der Blöcke oder Sedimente zur Dichte des Wassers [-] (≈ 2.65)
 ρ_s : Dichte des Blockmaterials [kg/m^3]
 D : äquivalenter Kugeldurchmesser der Rampenblöcke [m]
 β : Belegungsdichte der eingebrachten Blöcke [t/m^2]
 $\beta \geq \frac{\rho_s}{s-1} D \cong 1.6 D$
 d_{65} : Korndurchmesser des Sohlenmaterials bei 65% Siebdurchgang [m]
 J : Rampengefälle [-]

c) Abrutschen des Rampenkörpers in das Kolkloch

Der Kolk am Ende einer Blockrampe kann mit der modifizierten Formel nach Tschopp und Bisaz (1972) berechnet werden. Diese Formel ist nur gültig, wenn der Fliesswechsel im Bereich des Rampenfusses stattfindet.

$$S = 0.85 \sqrt{g v_E} - 7.125 d_{90} \quad (7)$$

- wobei S : Kolktiefe (bezogen auf das mittlere Sohlenniveau im Unterwasser) [m]
 q : spezifischer Abfluss [m^3/ms]
 d_{90} : Korndurchmesser des Sohlenmaterials bei 90 % Siebdurchgang [m]
 v_E : Fliessgeschwindigkeit am Ende der Blockrampe [m/s]
 $v_E = 1.32 q^{0.6} J^{0.2} g^{0.2} D_{65}^{-0.4}$
mit g : Erdbeschleunigung [m/s^2]
 D_{65} : Blockdurchmesser der Rampenblöcke bei 65% Siebdurchgang [m]
 J : Rampengefälle [-]

2.2.2 Aufgelöste Blockrampen

a) Aufgelöste strukturierte Blockrampen

Die Dimensionierung aufgelöster strukturierter Blockrampen kann mit den Gleichungen von Bathurst (1987), Aberle (2000) oder Palt (2001) erfolgen. Sie berücksichtigen jeweils die Morphologie von Gebirgsbächen und damit die Bildung von Step-Pool-Systemen. Vogel (2003) hat diese Formeln weiterentwickelt und als zusätzlichen Parameter die Belegungsdichte Ψ berücksichtigt:

Bathurst (1987):

$$q_{cr} = 0.15 (g d_{50}^3)^{0.5} J^{-1.12} \quad (8)$$

Aberle (2000):

$$q_{cr} = 0.079 (g d_s^3)^{0.5} J^{-1.11} \quad (9)$$

Palt (2001):

$$q_{cr} = 0.093 (g d_{65}^3 (\rho_s - \rho_w)/\rho_w)^{0.5} J^{-1.25} \quad (10)$$

Vogel (2003):

$$q_{cr} = (0.05 J^{-1.463} - 51.4 (1 - \Psi) e^{-48 J}) 0.774 (g d_s^3 (\rho_s - \rho_w)/\rho_w)^{0.5} \quad (11)$$

$$\Psi = A_{\text{Steine}}/A_{\text{Rampe}} \quad (12)$$

wobei A_{Rampe} : Gesamtfläche der Rampe [m²]

A_{Steine} : versteinte Fläche der Rampe [m²]

d_s : äquivalenter Kugeldurchmesser eines Steins [m]

d_{50}, d_{65} : Blockdurchmesser bei 50 bzw. 65 % Siebdurchgang [m]

g : Erdbeschleunigung [m/s²]

J : Neigung [-]

q_{cr} : kritischer spezifischer Abfluss pro Breitenmeter [m³/sm]

ρ_s : Dichte des Steins [kg/m³]

ρ_w : Dichte des Wassers [kg/m³]

Ψ : Belegungszahl [-]

Die Standsicherheit von exponierten Einzelsteinen muss gesondert nachgewiesen werden (DVWK (1996)).

b) Aufgelöste unstrukturierte Blockrampen

Die Verteilung der Blöcke auf dem Grundmaterial wird durch die dimensionslose Belegungsdichte $a = nD^2$ beschrieben. Dabei ist n die Anzahl der Blöcke pro Einheitsfläche und D der äquivalente Kugeldurchmesser eines Blocks.

Gemäss Janisch et al. (2007) besteht für die Berechnung des Grenzabflusses für aufgelöste unstrukturierte Blockrampen bereits ein erstes theoretisches Modell. Es basiert auf Modellversuchen, die an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) durchgeführt wurden und sollte demnächst durch weitere Versuchsergebnisse ergänzt bzw. untermauert werden. Die Untersuchungen wurden für Gefälle von 2.5 % bis 7 % durchgeführt.

Das derzeitige Modell basiert auf der Aufteilung des Fließwiderstandes in Teilwiderstände, die dem feineren Grundmaterial (Kornreibung) bzw. den größeren Blöcken (Formwiderstand) zugeordnet werden können.

Zur Beschreibung des Fließwiderstandes wird das Fließgesetz von Chézy

$$c = \frac{U_m}{\sqrt{ghJ}} \quad (13)$$

verwendet. U_m entspricht der mittleren Fließgeschwindigkeit, J dem Längsgefälle, g der Erdbeschleunigung und h der Fliesstiefe.

Der Gesamtwiderstand der Sohle ergibt sich somit durch Überlagerung der Teilwiderstände zu

$$\frac{1}{c^2} = \frac{1}{c_s^2} + \frac{1}{c_B^2}. \quad (14)$$

Dabei gelten für den Kornreibungswiderstand c_s :

$$c_s = \frac{U_m}{\sqrt{ghJ_s}} \quad (15)$$

und für den Formwiderstand c_B :

$$c_B = \frac{U_m}{\sqrt{ghJ_B}} \quad (16)$$

J_s und J_B entsprechen dem Kornreibungsgefälle bzw. dem Formrauigkeitsgefälle.

Es wird davon ausgegangen, dass die Erosion der Blockrampe beginnt, wenn die mit J_s ermittelte dimensionslose Schubspannung θ gleich der dimensionslosen kritischen Schubspannung θ_{cD} für die Erosion der Deckschicht zwischen den Blöcken ist. Jene wird nach Günter (1971) wie folgt ermittelt:

$$\frac{h J_s}{(s - 1) d_m} = \theta_{cD} = \theta_c \left(\frac{d_{90}}{d_m} \right)^{2/3} \quad (17)$$

Um die Berechnung beginnen zu können, muss vorerst ein Kornreibungsgefälle J_s gewählt werden. Mit der relativen Feststoffdichte s , den charakteristischen Korndurchmessern d_{90} und d_m des Grundmaterials, sowie der kritischen dimensionslosen Schubspannung θ_c , lässt sich damit aus Gl. (17) die Abflusstiefe h berechnen, bei welcher die Erosion des Grundmaterials einsetzt. Die relative Feststoffdichte berechnet sich aus der Dichte der Blöcke dividiert durch die Dichte des Wassers (ρ_s/ρ).

Der Kornreibungswiderstand kann nach Keulegan (1938) ermittelt werden:

$$c_s = 2.5 \ln \left(\frac{12 h}{\beta d_{90}} \right) \quad (18)$$

Aufgrund der Versuchsergebnisse aus Janisch et al. (2007) kann für β ein Wert von 2 bis 3 angenommen werden. Aus Gl. (15) ergibt sich somit die mittlere Fließgeschwindigkeit. Die auf das Grundmaterial wirkende Schubspannung ist:

$$\tau_s = \rho \frac{U_m^2}{C_s^2} \quad (19)$$

Neben der auf das Grundmaterial wirkenden Schubspannung müssen zur Berechnung der gesamten Schubspannung τ und des Gesamtwiderstand c die durch die Blöcke aufgenommenen Kräfte bestimmt werden.

Unter der Annahme, dass die Anströmgeschwindigkeit eines Blocks durch die mittlere Fließgeschwindigkeit angenähert werden kann, ergibt sich die Widerstandskraft F_D eines einzelnen Blocks:

$$F_D = \frac{\rho U_m^2}{2} A_D C_D \quad (20)$$

C_D entspricht dem Widerstandsbeiwert. Er kann für ($h/D < 1.5$) näherungsweise konstant gewählt werden ($C_D \approx 1$). Für ($h/D > 1.5$) ist C_D von der relativen Überdeckung der Blöcke h/D und der Froude-Zahl Fr abhängig und wird nach folgender Beziehung bestimmt:

$$C_D = 0.35 + \frac{5.4 - 3.6 Fr}{(h/D)^3 + 1} \quad (21)$$

Die Froude-Zahl Fr berechnet sich nach

$$Fr = \frac{U_m}{\sqrt{gh}} \quad (22)$$

Für sehr eng gesetzte Blöcke, wo sich Wirbelüberlagerungsströmungen bilden, kann der Widerstandsbeiwert C_D mit einem Faktor $\xi_T \leq 1$ abgemindert werden.

Die durch die Blöcke hervorgerufene Schubspannung hängt von der Anzahl Blöcke pro Einheitsfläche ab und errechnet sich nach:

$$\tau_B = n F_D \quad (23)$$

Der Gesamtwiderstand der Sohle ergibt sich somit aus der Summe der Teilwiderstände des Grundmaterials und der Blöcke zu

$$\tau = \tau_S + \tau_B \quad (24)$$

Das zum am Anfang gewählte Kornreibungsgefälle J_S gehörende Rampengefälle J folgt aus der Beziehung

$$J = \frac{\tau_S + \tau_B}{\rho gh} \quad (25)$$

Aus der Kontinuitätsgleichung

$$q = U_m h \quad (26)$$

folgt somit der zugehörige Grenzabfluss.

c) Eigendynamisch entwickelte Rampen

Im Folgenden wird das Bemessungskonzept für steile Fliessgewässerabschnitte mit Stufen-Becken-Abfolge gemäss Weichert et al. (2007) vorgestellt. Es basiert auf physikalischen Modellversuchen und sollte mit ergänzenden Untersuchungen noch vervollständigt werden. Der Anwendungsbereich beschränkt sich auf steile, relativ schmale Gerinne mit einem Gefälle von $J_{dim} = 3$ bis 10 %, sowie einer relativen Gerinnebreite von $B/d_{max} = 3$ bis 7, wobei d_{max} die maximale Korngrösse des Einfüllmaterials bezeichnet.

Das Grundkonzept dieses Bemessungsvorschlages liegt darin, dass dem steilen Gerinne ein Einfüllmaterial mit einer für einen Wildbach typischen breiten Kornverteilung homogen eingebaut wird. Die hierzu verwendete Kornverteilung sollte der Tab. 1 entsprechen.

Tab. 1: Wildbachtypische Kornverteilung aus den Modellversuchen von Weichert et al. (2007).

d_{16}/d_{\max}	d_{50}/d_{\max}	d_{84}/d_{\max}	d_{90}/d_{\max}	d_m/d_{\max}
0.044	0.133	0.422	0.578	0.23

Das Einbaugesälle J_{neu} ist übersteilt, so dass sich unter hydraulischer Belastung durch Rotationserosion (siehe Abb. 6) eine eigendynamisch natürliche Stufen-Becken-Struktur ausbildet. Somit entsteht für den Dimensionierungsabfluss q_{dim} das gegenüber J_{neu} flachere und stabile Dimensionierungsgefälle J_{dim} .

Die Abb. 6 veranschaulicht dieses Stabilitätskonzept. Dabei ist mit der Entstehung von Becken zu rechnen, welche eine Tiefe von $2 d_{\max}$ haben (bezogen auf die mittlere Sohlenlage des dimensionierten Endzustandes).

Das Berechnungsprinzip ist in Abb. 7 dargestellt und beginnt mit der Festlegung der Bemessungsgrößen q_{dim} und J_{dim} . Daraus errechnet sich die Standardabweichung der Dimensionierungs-Rauhigkeitserhebung s_{dim} , für welche der entsprechende Fliessgewässerabschnitt stabil ist:

$$s_{\text{dim}} = \frac{(2.92 q_{\text{dim}}^{0.67} J_{\text{dim}}^{0.87})}{g^{0.33}} \quad (27)$$

Der erforderliche maximale Blockdurchmesser d_{\max} errechnet sich aus:

$$d_{\max} = 4 s_{\text{dim}} \quad (28)$$

Anhand Tab. 1 kann d_m bestimmt werden. Anschliessend kann iterativ nach Abb. 7 das Ausgangsrampengefälle J_{neu} gefunden werden.

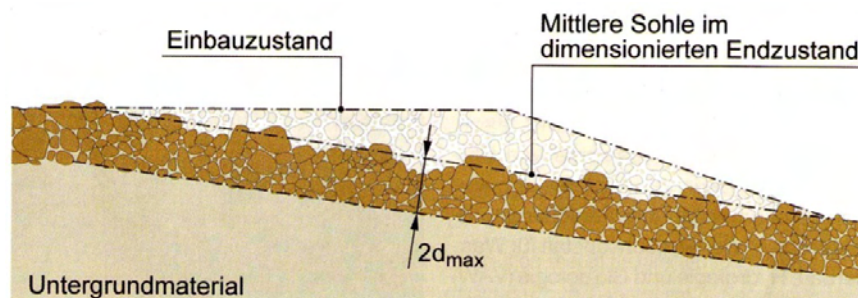


Abb. 6: Rotationserosion als Basis des Stabilitätskonzepts der eigendynamisch entwickelten Rampe aus Weichert et al. (2007).

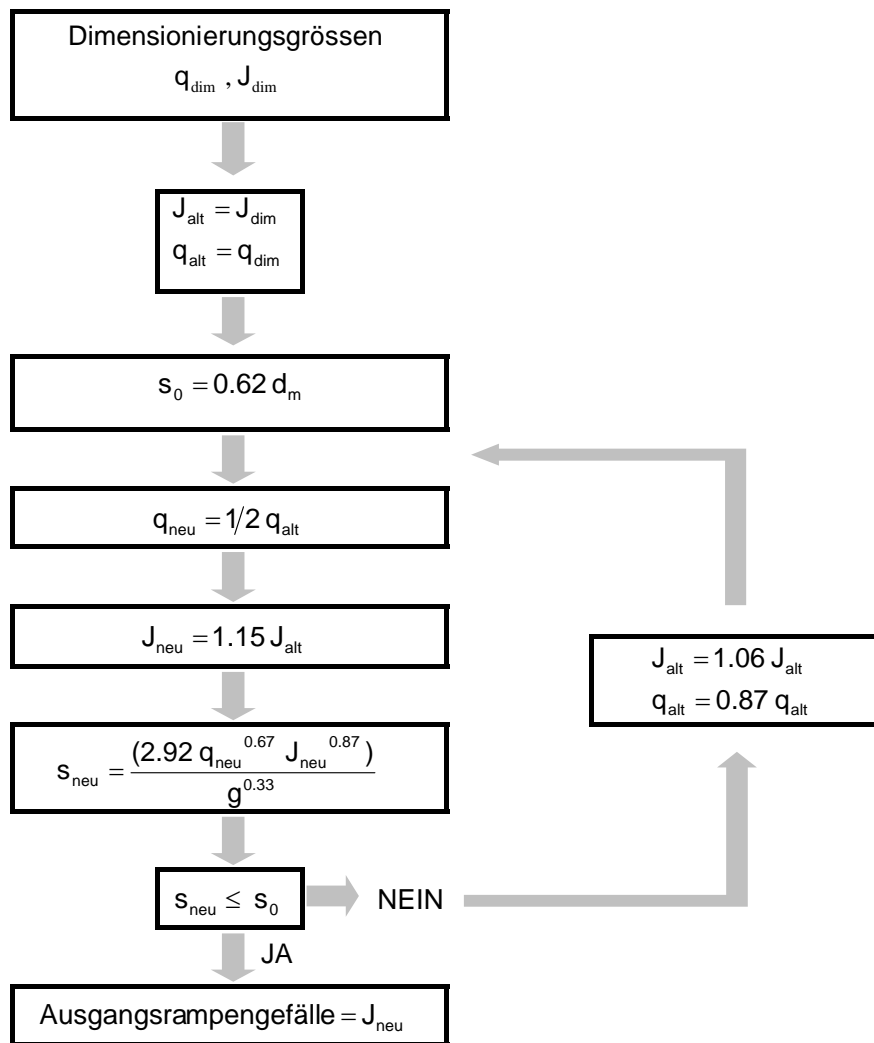


Abb. 7: Prinzipielles Vorgehen für die schrittweise Berechnung des Ausgangsgefälles aus Weichert et al. (2007).

2.3 Morphologie und Bemessungsgrundlagen von V-Rampen

2.3.1 Morphologie von V-Rampen

a) Struktur

Gemäss Niedermayr (2008) haben sich im naturnahen Gewässerausbau raue Rampen als die übliche Ausführung von Solenstufen durchgesetzt. Raue Rampen weisen gegenüber anderen Sohlenstufen eine ganze Reihe von Vorteilen in ökologischer, wirtschaftlicher und meist auch ästhetischer Hinsicht auf. Aus dem Bemühen um eine Reduzierung der Eingriffe in das Fließgewässersystem resultieren häufig sehr niedrige Bauhöhen der

Sanierungsbauten. Hieraus folgt zwangsläufig bei höheren Abflüssen eine erhebliche Reduzierung der sohlstabilisierenden Wirkung.

Nach Niedermayr (2008) ist es grundsätzlich unvermeidbar, dass sich auch im Oberwasser von rauen Rampen eine i.a. deutlich tiefer liegende Sohllage einstellt. Daraus resultieren oberstrom stark reduzierte Fliessgeschwindigkeiten bei niedrigen bis mittleren Abflüssen. Über einen grossen Zeitraum des Jahres wird ohne Notwendigkeit zur Sohlstabilisierung das Gewässer aufgestaut und somit der Fliessgewässercharakter grundlegend verändert. An der Technischen Universität München entstand deshalb die Idee, eine konventionelle Rampe mit einem Einschnitt zu versehen. Dadurch wird bei kleineren Abflüssen der Aufstau verringert, wobei der ursprüngliche Fliessgewässercharakter weitestgehend erhalten bleibt.

Aus dieser Idee entwickelte sich das Konzept der V-Rampe (Abb. 8). Sie stellt eine lokale seitliche Querschnittsverengung im Fluss dar und wird idealerweise ohne Höhenversatz der Gewässersohle ausgeführt. Wanderwillige Fische müssen demzufolge nur gegen lokal erhöhte Fliessgeschwindigkeiten ankommen. Bei kleinen und mittleren Abflüssen wird der Fliessgewässercharakter kaum beeinträchtigt und bei grösseren Abflüssen wird der zur Stabilisierung erforderliche Aufstau erreicht.

Durch die Wahl der verbleibenden Öffnungsbreite b_{of} , Öffnungsneigung der Seitenstrukturen $1 : m$ und Höhe der Seitenstrukturen h_{st} (siehe Abb. 9) kann der resultierende Oberwasserstand ideal an die Bedürfnisse der Sohlstabilisierung und des Hochwasserschutzes angepasst werden.

Bei der Wahl der Einengung bestehen viele verschiedene Möglichkeiten, wovon einige Beispiele in Abb. 9 dargestellt sind.

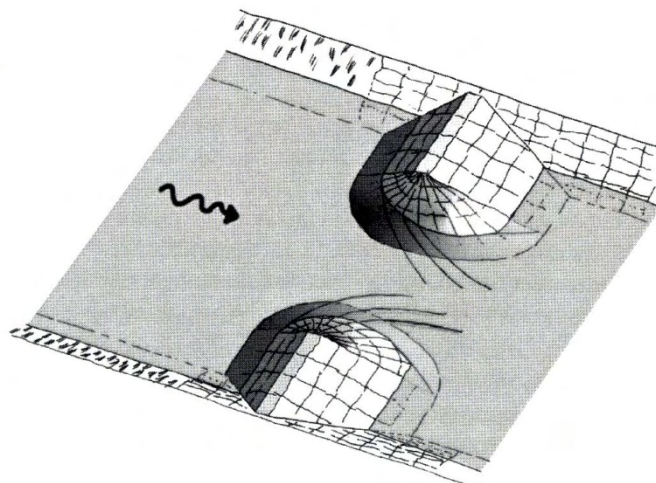


Abb. 8: Schematische Darstellung einer V-Rampe gemäss Niedermayr (2008).

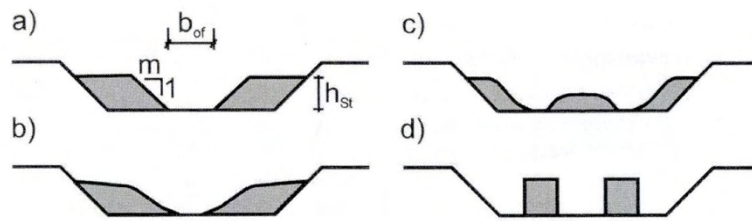


Abb. 9: Mögliche Varianten von V-Rampen im Querschnitt (schematisch) aus Niedermayr (2008).

b) Wirksamkeit

Bedingt durch die lokale Querschnittsverengung wird bei grösseren Abflüssen oberstrom der V-Rampe eine deutliche Anhebung des Wasserstandes erfolgen. Nach oberstrom stellt sich eine Staulinie ein. In diesem Bereich werden die Fliessgeschwindigkeiten und die Sohlbelastung verringert (Abb. 10). Mit zunehmendem Abstand vom Querbauwerk nimmt die Sohlbelastung zu und erreicht idealerweise erst am oberstromigen Ende des zu stabilisierenden Gewässerabschnitts den Wert der kritischen Belastung. Weiter im Oberwasser ist im Bereich der Staulinie die Sohlbelastung gegenüber den Normalwasserverhältnissen weiterhin verringert. Erst ausserhalb der Stauwurzel ist die maximale Sohlbelastung unter Normalwasserverhältnissen anzutreffen.

Der erforderliche Aufstau zur Sohlstabilisierung einer vorgegebenen Gewässerlänge ist vom Abfluss, von der Gewässerbreite und -profilform, vom Sohlängsgefälle, sowie von den Eigenschaften des Sohlmaterials und der Rauheit abhängig.

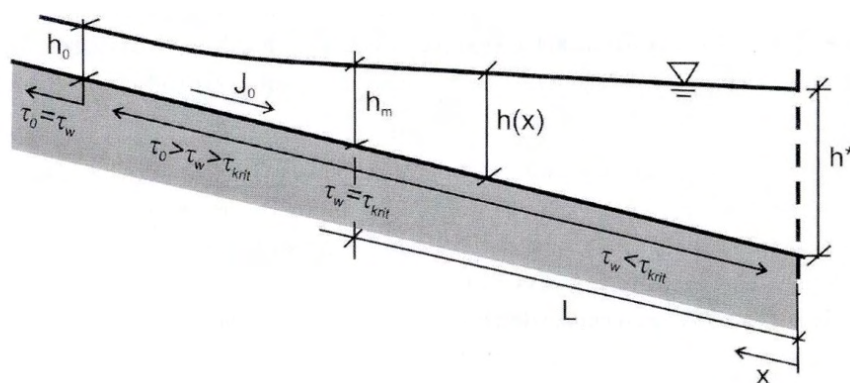


Abb. 10: Sohlstabilisierung durch einen Aufstau - schematische Darstellung gemäss Niedermayr (2008).

2.3.2 Bemessungsgrundlagen von V-Rampen

Die Dimensionierung einer V-Rampe besteht im Wesentlichen aus der Bestimmung des für die Sohlstabilisierung notwendigen Aufstaus. Diese erfolgt iterativ nach folgendem Schema:

- a) Vorgabe des Abflusses Q und der zu sichernden Gewässerlänge L .
- b) Bestimmung der kritischen Schubspannung τ_{krit} , basierend auf dem kritischen Shieldsparameter und dem massgebenden Korndurchmesser d_m .
- c) Ermittlung der Normalwassertiefe h_0 .
- d) Bestimmung der Mindestfließtiefe h_m für die Einhaltung der sohlstabilisierenden Wirkung.
- e) Annahme eines Aufstaus h^* und Ermittlung der stabilisierten Länge.
- f) Vergleich des Ergebnisses von e) mit der Vorgabe aus a). Ggf. Anpassung des Aufstaus und Wiederholung des Arbeitsschrittes e).

Nach einer von Niedermayr (2008) beschriebenen Parameterstudie wurden zur Vereinfachung der Bestimmung des notwendigen Aufstaus vier Diagramme zur Ermittlung des relativen Aufstaus h^*/h_0 für jeweils konstante Sohlängsgefälle $J_0 = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 \text{ ‰}$ erstellt. Die Zusammenhänge wurden vereinfachend für einen Rechteckquerschnitt der Fläche $A = h \cdot b$ hergeleitet. Der kritische Shieldsparameter $Fr^*_{krit} = 0.047$ sowie die Dichte des Sohlmaterials $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$ wurden dabei nicht variiert. Das Diagramm für die Neigung von 1.5 ‰ ist in Abb. 11 wiedergegeben. Dabei entspricht τ_w der lokal wirkenden Sohlschubspannung, τ_0 der Schubspannung bei Normalwasserverhältnissen, h^* dem notwendigen Aufstau, L der zu sichernden Gewässerlänge, h_{gr} der Grenzfließtiefe

$$\tau_w = \rho g h J \quad (29)$$

$$\tau_w = \rho g h_0 J_0 \quad (30)$$

$$h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (31)$$

Für eine bezogene Länge L/h_0 kann mit dem Schnittpunkt der Kurve für den relativen Sohlwiderstand τ_w/τ_0 der erforderliche relative Aufstau abgelesen werden. Bei grossen Werten des Sohlängsgefälles bzw. grossen Werten des relativen Sohlwiderstandes ergibt sich zusätzlich eine geringe Abhängigkeit des

relativen Aufstaus von der relativen Grenzfließtiefe h_{gr}/h_0 (in Abb. 11 grau hinterlegt).

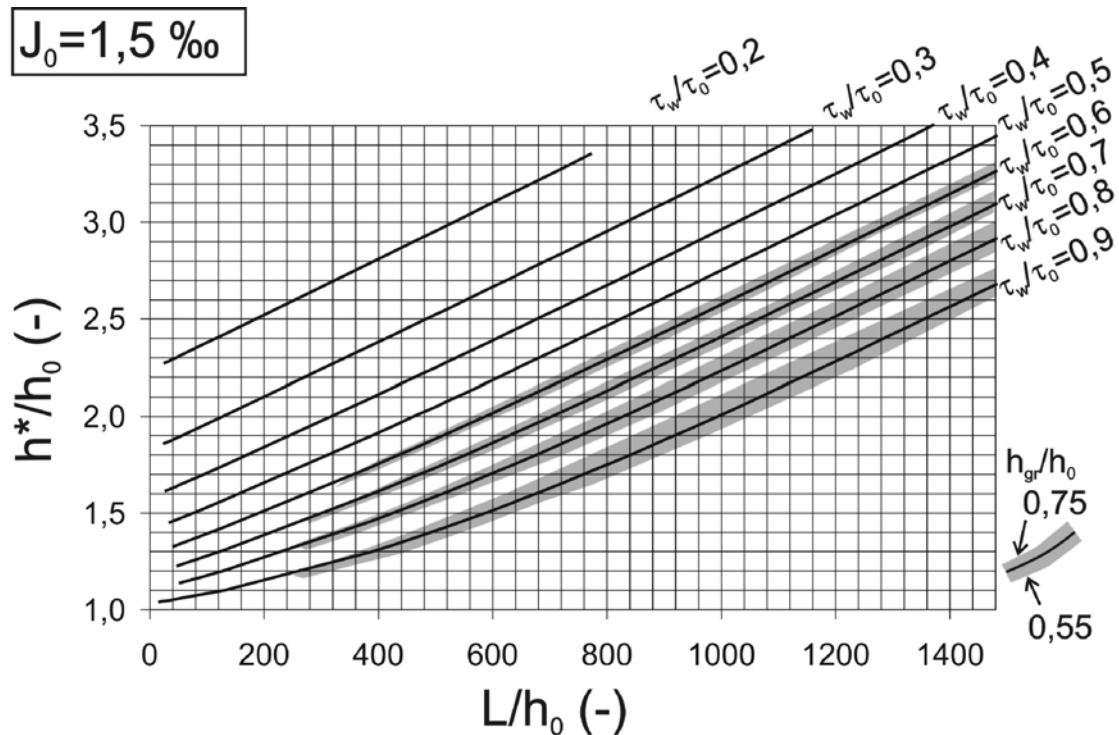


Abb. 11: Relativer Aufstau in Abhängigkeit von der bezogenen Länge und dem relativen Sohlwiderstand für ein Sohlängsgefälle $J_0 = 1.5 \text{ ‰}$ aus Niedermayr (2008).

Ist der notwendige Aufstau für eine ausreichende Sohlstabilisierung ermittelt, können die Parameter der V-Rampe (Öffnungsbreite b_{of} , Öffnungsneigung der Seitenstrukturen $1 : m$ und Höhe der Seitenstrukturen h_{st}) angepasst werden um den benötigten Aufstau zu erhalten. Niedermayr (2008) hat verschiedene Verfahren für die Bestimmung des Aufstaus einer V-Rampe beschrieben. Verschiedene Abflusszustände kommen dazu in Frage, wie „ohne Überströmung der Seitenstrukturen“, „mit Überströmung der Seitenstrukturen“, „mit Berücksichtigung von Energieverlusten“ oder „mit Berücksichtigung des Unterwassereinflusses“.

Stabilität und Konstruktion

Für eine V-Rampe, bei der zwei Steinstrukturen den Abflussquerschnitt auf eine verbleibende Öffnung einengen, lassen sich folgende Belastungsbereiche definieren:

- a) Vorbett
- b) Angeströmte Seite der Seitenstrukturen

- c) Rücken der Seitenstrukturen
- d) Sohle der V-Rampe
- e) Öffnungswandung der Seitenstrukturen
- f) Tosmulde
- g) Nachbett

Die Verifizierung dieser Belastungsbereiche werden in Niedermayr (2008) beschrieben.

3 Fischdurchgängigkeit von Blockrampen

Blockrampen werden hauptsächlich errichtet, um Wehre und Abstürze zu ersetzen und somit durch eine naturnahe Bauweise den Fischen und Kleintieren des Gewässers die biologische Durchgängigkeit (Wechsel zwischen Ober- und Unterwasser) zu ermöglichen.

Eine wesentliche Voraussetzung für die Funktionsfähigkeit der Blockrampen ist allerdings, dass das Bauwerk gemäss Lage, hydraulischen Bedingungen und Bautyp auf die Fischarten dimensioniert wird, für die es gebaut werden soll.

Um die Zielfischarten für einen bestimmten Flussabschnitt bestimmen zu können, kann die Gefällegliederung von Huet aus DVWK (1996) zugezogen werden, die je nach Gefälle und Gewässerbreite verschiedene Fischarten zuteilt. Sie ist in Abb. 12 dargestellt. Als Ergänzung sollte erwähnt werden, dass Fliessgewässer in drei Abschnitte unterteilt werden können. Ins Krenal, das Rhithral und das Potamal. Diese Ausdrücke könne gleichgesetzt werden mit Quellregion, Berg- bzw. Gebirgsbach und Tieflandfluss.

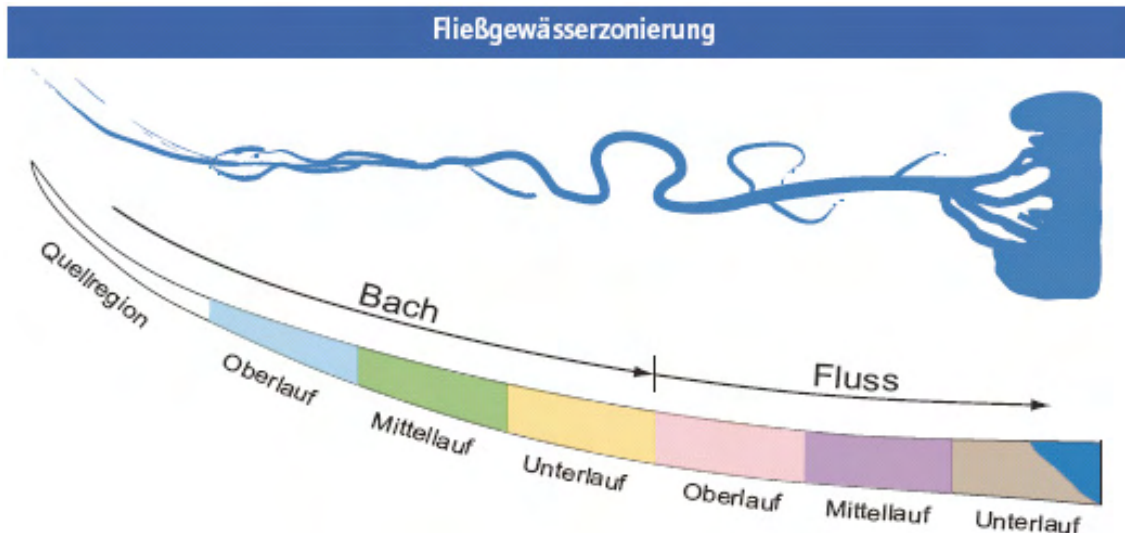
Über die Wirksamkeit von Blockrampen sind in der Literatur nur wenige Angaben zu finden. In DVWK (1996) werden Funktionskontrollen bezüglich Fischdurchgängigkeit an bereits bestehenden Blockrampen vorgeschlagen. In der Schweiz wurden erst sehr wenige Blockrampen auf Fischdurchgängigkeit untersucht. Darum basiert diese Arbeit in erster Linie auf Kriterien, welche ein Aufsteigen der Fische ermöglichen sollten und nicht auf realisierten Funktionskontrollen.

In den folgenden vier Unterkapiteln werden diese Kriterien genauer erklärt.

3.1 Kritische Fliessgeschwindigkeiten und Wasserspiegelunterschiede

Die Schwimmleistung der Fische hängt gemäss Gebler (2007) hauptsächlich von folgenden Faktoren ab:

- Fischlänge und Arten
- Wassertemperatur und Sauerstoffgehalt



Tab. 2.2: Gefällegliederung der Fließgewässerzonen (ergänzt nach HUET (1949) aus DVWK (1996))

Gefälle [%] für Gewässerbreiten von					
	< 1 m	1 – 5 m	5 – 25 m	25 – 100 m	> 100 m
Epi-Rhithral	10,00-1,65	5,00-1,50	2,00-1,45		
Meta-Rhithral	1,65-1,25	1,50-0,75	1,45-0,60	1,250-0,450	
Hypo-Rhithral		0,75-0,30	0,60-0,20	0,450-0,125	-0,075
Epi-Potamal		0,30-0,10	0,20-0,05	0,125-0,033	0,075-0,025
Meta-Potamal		0,10-0,00	0,05-0,00	0,033-0,000	0,025-0,000
Hypo-Potamal	Von den Gezeiten beeinflusster Mündungsbereich				

Tab. 2.3: Fließgewässerzonierung nach ILLIES (1961), aus DVWK (1996) mit Leit- und Begleitarten

	Rhithral			Potamal		
	Epi	Meta	Hypo	Epi	Meta	Hypo
Fließgewässerzonierung	Obere Forellenregion	Untere Forellenregion	Äschenregion	Barbenregion	Brachsenregion	Kaulbarsch-/Flunderregion
Leitart	Bachforelle	Bachforelle	Äsche	Barbe	Brachsen	Kaulbarsch und Flunder
Begleitarten	Bachneunauge Groppe	Bachneunauge Groppe Elritze Schmerle	Elritze Schmerle Lachs Nase Quappe Hasel Schneider Döbel Gründling	Quappe Hasel Schneider Döbel Gründling Aal Barsch Plötze Güster Hecht Ukelei	Döbel Gründling Aal Barsch Plötze Güster Hecht Ukelei Aaland Karpfen Schleie	Aal Barsch Plötze Güster Hecht Ukelei Aaland Karpfen Schleie Stint

Abb. 12: Gefällegliederung gemäss NRW (2005).

In der Literatur werden grundsätzlich drei Geschwindigkeitskategorien für die Fortbewegung der Fische unterschieden:

Sprintgeschwindigkeit: kann nur sehr kurz, d.h. für < 20 s erbracht werden; führt zur Ermüdung, wird von Fischen zum Jagen oder zur Flucht erbracht.

Gesteigerte Geschwindigkeit: kann für einen Zeitraum von wenigen Minute erbracht werden; führt aber zur Ermüdung.

Dauergeschwindigkeit: kann über einen langen Zeitraum erbracht werden; kann als Routineaktivität bezeichnet werden z.B. für Laichwanderung.

Für Fischeaufstiegsanlagen und Blockrampen sollten nicht die Sprintgeschwindigkeit als Bemessungswert herangezogen werden. Sinnvoll und gleichzeitig praktikabel erscheint die Bemessung von Engstellen auf einen Wert zwischen der gesteigerten Geschwindigkeit und der Sprintgeschwindigkeit.

Gemässe Gebler (2007) können folgende Anhaltswerte für überwindbare Fliessgeschwindigkeiten und dazugehörige Wasserspiegelunterschiede herangezogen werden:

Tab. 2: Maximal zulässige Fliessgeschwindigkeiten und Wasserspiegelunterschiede aus Gebler (2007).

	v_{zul} [m/s]	Δh_{zul} [cm]
Forellenregion	2	20
Äschenregion	1.85	17.5
Barbenregion	1.7	15
Brachsenregion	1.4	10

Die maximalen Wasserspiegelunterschiede können je nach Autor variieren. So werden in Peter und Müller (2007) für Bachforellen Sprunghöhen von bis zu 80 cm angegeben. Für die in dieser Arbeit beschriebenen Resultate werden jedoch Wasserspiegelunterschiede nach Gebler (2007) von bis zu 20 cm als durchgängig betrachtet.

Die in Tab. 2 aufgelisteten Fliessgeschwindigkeiten können auf kurzen Distanzen überwunden werden. Dazwischen müssen Bereiche mit wesentlich geringerer Fliessgeschwindigkeit vorliegen.

3.2 Abflusstiefen, Beckenabmessungen

Zumindest in einem „Wanderkorridor“ d.h. in einem durchgehenden Teilbereich der Rampe sollte eine Beckenstruktur realisiert werden. Hierdurch wird ein sukzessiver „Step to Step“ Aufstieg ermöglicht, bei dem die Fische nach einem Bereich hoher Fließgeschwindigkeit wieder einen strömungsruhigeren Beckenbereich als Schutz- und Ruheraum vorfinden.

Als Anhaltswerte für Beckenabmessungen können die in der folgenden Tabelle dargestellten, empfohlenen Abmessungen für Beckenpässe nach DVWK (1996) herangezogen werden:

Tab. 3: Empfohlene Abmessungen für Beckenpässe aus DVWK (1996).

Fischarten	Beckenabmessungen [m]		
	Länge lb	Breite b	Wassertiefe h
Lachs, Meerforellen, Huchen	2.5 - 3	1.6 - 2	0.8 - 1.0
Äsche, Döbel, Blei, sonstige	1.4 - 2	1.0 - 1.5	0.6 - 0.8
Obere Forellenregion	> 1.0	> 0.8	> 0.6

Des Weiteren nennt DVWK (1996) für Umgehungsgerinne eine Wassertiefe von mindestens 20 cm und das Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen NRW (2005) beschreibt die minimale Wassertiefe für Bachforellen über den Gleiten von Umgehungsgerinnen, dessen Morphologie sich den natürlichen Gewässersohlen annähern ebenfalls mit 20 cm.

3.3 Turbulenz

Als wichtiges Auslegungskriterium von Fischwegen wird der Turbulenzgrad in den Becken herangezogen. Als Turbulenzmass eignet sich der spezifische Energieeintrag pro Beckenvolumen:

$E = \text{In das Becken eingetragene Energie} / \text{Beckenvolumen} = \text{spezifischer Energieeintrag}$

$$E = \frac{\rho g \Delta h Q}{V} \quad [\text{W/m}^3] \quad (32)$$

Δh : Wasserspiegelunterschied je Becken

In DVWK (1996) wird die Einhaltung folgender Richtwerte vorgeschlagen:

In Potamalgewässer: $E < 150 \text{ W/m}^3$

In Rithralgewässer: $E < 200 \text{ W/m}^3$

3.4 Anforderungen ans Abflussregime

Analog zu Fischwegen müssen auch Blockrampen gemäss Gebler (2007) nicht über das ganze Jahr die ökologischen Anforderungen einhalten. Sowohl in Trockenzeiten als auch in Zeiten hoher Abflüsse findet eine Aufwärtswanderung nur eingeschränkt statt, so dass auch die Vernetzungsfunktion der Blockrampen eingeschränkt sein darf. Einschränkungen können bei folgenden Abflüsse hingenommen werden:

$Q < Q_{335}$ = Abfluss, der an 335 Tagen im Jahr überschritten wird

$Q > Q_{30}$ = Abfluss, der an 30 Tagen im Jahr überschritten wird

4 Hydraulische Modellversuche zur Ermittlung der Abflussverhältnisse auf Blockrampen

4.1 Anordnung der Modellversuche

Für die Modellversuche wurden als zu messende Grössen die Topographie, die Abflusstiefe und die Fliessgeschwindigkeit festgelegt, da diese Grössen auf allen Rampentypen messbar und miteinander vergleichbar sind. Die anderen unter Kapitel 3 genannten Kriterien wurden für diese Arbeit ausser Betracht gelassen.



Abb. 13: Kanal mit eingebauter Rampe (6 % Neigung): links ohne Wasser und rechts mit einem Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

4.1.1 Versuchseinrichtung

Bei der Versuchseinrichtung konnte die bei André (2004) bereits verwendete Installation übernommen und für die Blockrampen benutzt werden.

Die Versuche wurden in einem Rechteckskanal durchgeführt (Abb. 13). Der Kanal hat eine Länge von 7.7 m, eine Höhe von 0.5 m und eine Breite von 0.5 m. Seine Neigung beträgt 11 %. Die zu untersuchenden Neigungen des Modells wurden mittels eines in den Kanal eingefüllten Substrats ausgebildet. Das Substrat bestand aus Kies mit einem Korndurchmesser d_{50} von 6.5 mm und einem Korndurchmesser d_{90} von 15 mm. Darauf konnte mit Steinen die Gerinnesohle der Rampe ausgelegt werden. Um Turbulenzen nach dem

Einlaufbehälter zu mildern und den Normalabfluss im Oberwasser der Rampe zu gewährleisten, wurde nach dem Einlaufbehälter eine 2.5 m lange Einlaufstrecke mit einer Neigung von 3.5 % versehen. Die zu untersuchende Modellrampe von 3 m Länge und der Neigung von 10 bzw. 6 % schloss an die Einlaufstrecke an. Die Wasserrückgabe erfolgt durch eine 1 m lange Auslaufstrecke von 6 % Neigung.

Die Topographie (Sohlenlage) und die Wasserspiegel wurden mit einem Stechpegel gemessen. Die Abflusstiefen wurden aus der Differenz der Wasserspiegel und der Topographie (Sohlenlage) ermittelt. Die Geschwindigkeiten wurden mit einem Messflügel von 1 cm Durchmesser auf halber Abflusstiefe gemessen (Abb. 14).

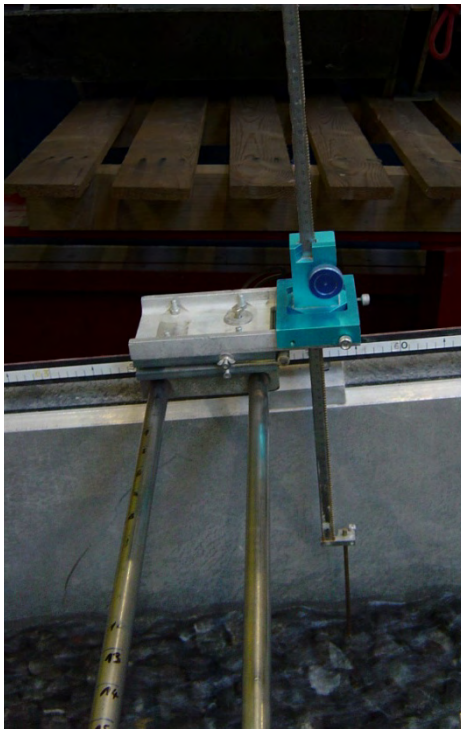


Abb. 14: Stechpegel (links) und Messflügel (rechts) für die Messung von Niveau und Geschwindigkeit.

4.1.2 Vermessungsraster

Zu Beginn wurde in einem Raster von 3 x 3 cm in Längs- und Querrichtung gemessen. Dies ergab auf dem 3 m langen und 0.5 m breiten Messstreifen 1 500 Punkte und mehr als 8 Stunden Messzeit pro Durchgang. Angesichts der Anzahl geplanter Versuche und Abflüsse pro Versuch, erhob sich die Notwendigkeit, das Messraster zu vergrößern. Eine Analyse dieser Resultate ergab, dass sich die Mittelwerte und Standardabweichungen kaum veränderten,

wenn das Messraster in Längsrichtung auf 9 x 3 bzw. 12 x 3 cm vergrössert wird. (Tab. 4).

Somit wurden alle 12 cm in Fliessrichtung der Rampe ein Querschnitt, dessen Punkte 3 cm auseinander lagen, aufgenommen. Dies ergab 390 Messpunkte. Das Messraster wurde für die Querriegelkonfiguration der Rampe angepasst und auf 675 Punkte verfeinert, um die grösseren Geschwindigkeiten und geringeren Abflusstiefen über den Riegeln zu erfassen.

Tab. 4: Messintervallvergleich der Abflusstiefen für die monotone Blockrampe und einen spezifischen Abfluss von 6.5 m³/s/m.

	3 x 3	9 x 3	Abweichung	12 x 3	Abweichung
	[cm x cm]	[cm x cm]	[%]	[cm x cm]	[%]
μ	39.5	39.7	0.5	39.8	0.7
σ^2	85.6	87.8	2.6	87.3	1.9
σ	9.3	9.4	1.3	9.3	1.0

Insgesamt wurden sieben spezifische Abflüsse q gemessen, nämlich: 1.0, 1.5, 2.0, 2.7, 4.6, 5.0 und 6.5 m³/s/m. Sie sind in Tab. 7 Seite 59 aufgelistet. Die Resultate für die Abflusstiefen h und die Geschwindigkeiten v wurden mit der entsprechenden Massstabszahl auf einen Prototypen hochgerechnet, um mit den Grenzwerten für die Durchgängigkeit verglichen werden zu können. Im Anhang 1 bis 3 sind des Weiteren die durch D₉₀ normierte Topographie und Abflusstiefen, sowie die densimetrischen Froudezahlen F₀ auf der Rampe graphisch dargestellt:

$$F_0 = \frac{v}{\sqrt{(\rho_s/\rho - 1) g d_{90}}} \quad (33)$$

4.1.3 Verwendete Granulometrie der Blöcke

Die für die Auslegung der Gerinnesohle verwendeten Blöcke sind in Tab. 5 zusammengefasst.

Es wurden zwei verschiedene Granulometrien von Steinen verwendet. Eine gröbere Granulometrie war für jene Stellen vorgesehen, welche während den Versuchen starker Strömung ausgesetzt sein würden. Dies waren die Querriegel bei der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung und die ganze Rampe der mäanderförmigen Rampen. Die feinere Granulometrie wurde für die monotone Rampe mit 10 % Neigung und die Stellen zwischen den Querriegeln der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung verwendet.

Das Ein- und das Auslaufstreckenstück waren ebenfalls mit Steinen der größeren Granulometrie belegt.

Tab. 5: Granulometrie der für die Modellversuche verwendeten Steine mit Prototypdaten in Klammern.

	äquival. Kugeldurchmesser [mm] ([m])			
	D_m	D_{30}	D_{65}	D_{90}
Nicht exponierte Blöcke	36 (0.90)	35 (0.87)	38 (0.94)	40 (1.00)
Exponierte Blöcke	51 (1.26)	49 (1.24)	52 (1.29)	53 (1.33)

Die Rampen wurden möglichst stabil aufgebaut. Bei den Mäandertypen wurde gemäss den Erkenntnissen von Janisch (2007), Abb. 15 vorgegangen.

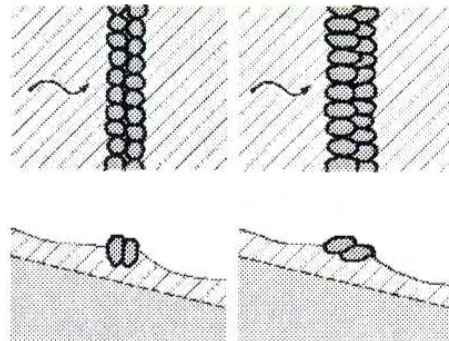


Abb. 15: Einbauart der Steinblöcke, um eine möglichst gute Stabilität zu erreichen aus Janisch (2007).

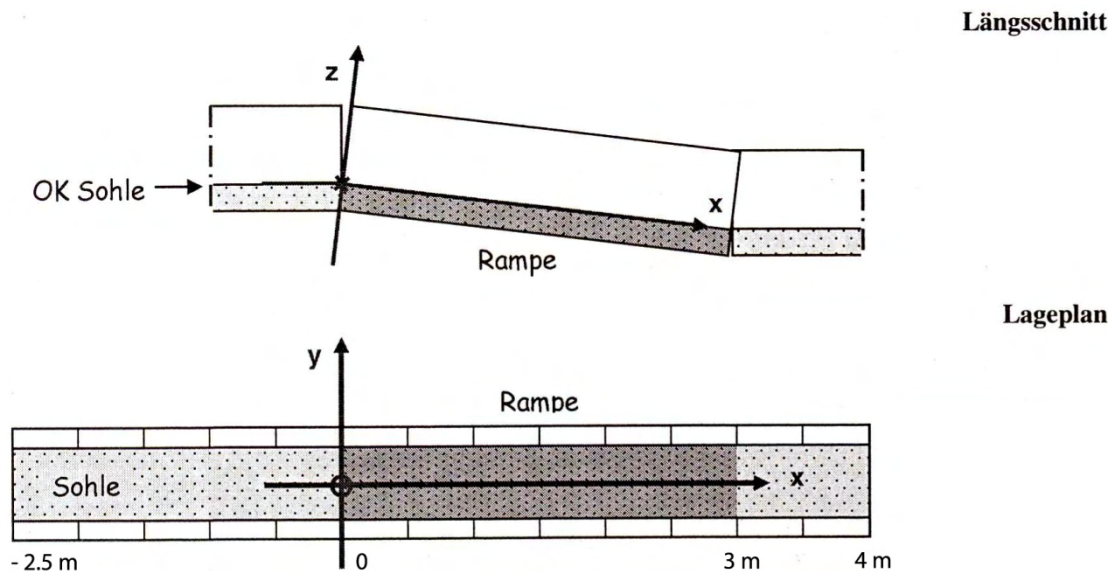


Abb. 16: Anordnung des Koordinatensystems in der Versuchsrinne.

4.1.4 Randbedingungen

Die Wände des Versuchskanals bestehen aus Plexiglas und Aluminium. Die äquivalente Sandrauheit für Plexiglas beträgt 0.003 mm. Angesichts der viel grösseren Rauheit der Sohle kann der Einfluss der Wände auf das Strömungsverhalten vernachlässigt werden.

4.1.5 Massstab für Umrechnung auf Prototypen

Für die Modellversuche wurde der Massstab 1 : 25 gewählt. Die Korngrösse $D_{90,M}$ der verwendeten Laborsteine (Eisenbahnschotter 32/50) ist 0.053 m und ihre mittlere Dichte beträgt 2 690 kg/m³. Bei einem Massstab von 1 : 25 gibt dies Blockgewichte von 3.4 t mit einem Durchmesser von 1.33 m, was einer praktisch gut einsetzbaren Blockgrösse entspricht.

Mit dem Massstab 1 : λ ergeben sich daraus nach dem Modellgesetz von Froude die Umrechnungszahlen nach Tab. 6.

Tab. 6: Massstabszahlen.

Umrechnungsgrösse	Umrechnungsfaktor
Länge, Breite, Höhe	$\lambda = 25$
Fläche	$\lambda^2 = 625$
Abfluss Q	$\lambda^{5/2} = 3125$
Spezifischer Abfluss q	$\lambda^{3/2} = 125$
Zeit t	$\lambda^{1/2} = 5$
Geschwindigkeit v	$\lambda^{1/2} = 5$

Im Folgenden werden alle Messwerte für diese Prototypenrampe 1 : 25 mit einer Länge von 72 m und einer Breite von 12.5 m angegeben. Die Messungen konnten wegen den Abmessungen der Messinstrumente nur bis in 1 m Entfernung des Prototypandes durchgeführt werden. Deshalb werden die Resultate auf einer verminderten Breite von 10.5 m dargestellt.

4.2 Morphologie der untersuchten Rampentypen

Es wurden vier Rampentypen untersucht (Abb. 17). Sie sind in den folgenden vier Unterkapiteln beschrieben.

Um die gemessene Morphologie graphisch besser darstellen zu können, wurden die Topographie-Koordinaten in Bezug auf eine Ebene berechnet. Als Bezugsebene wurde die durchschnittliche Rampenneigung durch den Mittelwert aller Topographie-Koordinaten gewählt. Die entsprechenden

Flächenverteilungen sind in Abb. 18 bis Abb. 25 dargestellt. Die Strömungsrichtung ist jeweils von links nach rechts.

Typ Monoton 10%



Typ Querriegel 6%



Typ Mäander 10%



Typ Mäander 6%



10 m

Abb. 17: Untersuchte Rampentypen, oben: Situation; unten: Längenprofil.

4.2.1 Klassische Blockrampe mit 10 % Neigung

Der Typ Monoton10% war eine klassische, gesetzte Blockrampe mit 10 % Neigung. Wie ihr Name sagt, wies sie eine uniforme monotone Morphologie auf und wurde regelmässig mit Steinen der feineren Granulometrie belegt. Abb. 18 zeigt die auf diesem Rampentyp gemessene Morphologie.

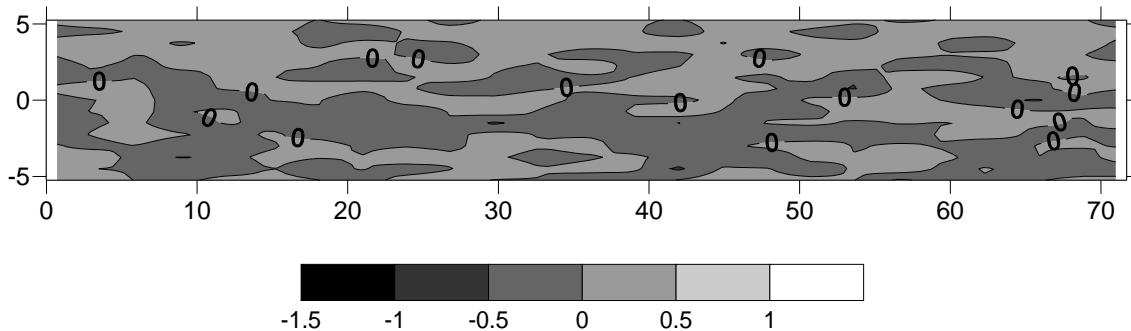


Abb. 18: Morphologie (z-Koordinaten) in [m] der monotonen Rampe mit 10 % Neigung.

4.2.2 Aufgelöste Blockrampe mit 6 % Neigung

Der Typ Querriegel6% war eine Mischung aus einer klassischen, gesetzten und einer aufgelösten Rampe. Die Gerinnesohle wurde mit Blöcken der feineren Granulometrie ausgelegt, dessen $D_{90} = 1.0$ m misst (Tab. 5). Darin wurden in Abständen von 2.8 m bis 7.7 m mit gröberen Steinen ($D_{90} = 1.33$ m) verschiedene Querriegel eingearbeitet. Die Krone der Querriegel überragte den mit feineren Blöcken ausgelegten Rest der Gerinnesohle um durchschnittlich 0.75 m. Ihre Neigung war 6.0 %.

Abb. 19 zeigt eine Nummerierung der einzelnen Querriegel dieses Typs. In der oberen Hälfte der Rampe wurden unregelmässige, gebogene, unterbrochene und versetzte Querriegel verwendet. Ideen für die Geometrien wurden bei der in Vogel (2003) beschriebenen Mangfall-Rampe Grubmühle gefunden. Die zweite Hälfte der Rampe basiert auf den Kriterien des Rauhgerinne-Beckenpasses nach Gebler (1991) mit geraden Querriegel und dazwischenliegenden Becken. Der Abstand dieser Riegel wurde so gewählt, dass der Wasserspiegelunterschied die vorgegebenen Maximalwerte von 20 cm nicht überschreitet. Er lag in diesem Teil der Rampe zwischen 2.8 m und 3.3 m (Abb. 20). Abb. 21 zeigt die auf diesem Ramptyp gemessene Morphologie.

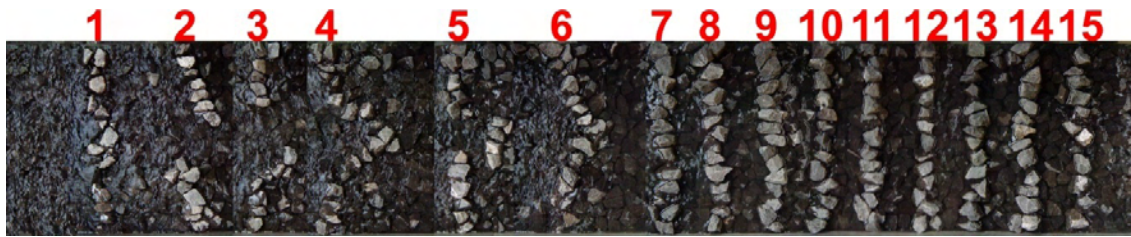
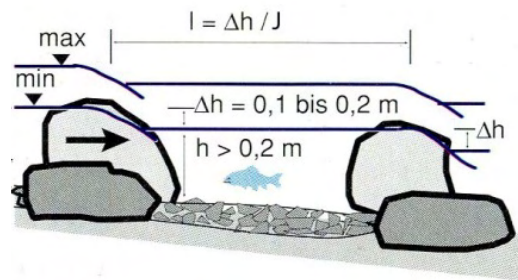


Abb. 19: Nummerierung der einzelnen Querriegel der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung.



Längsschnitt

Abb. 20: Riegelabstand l in Funktion des Gefälles J für Umgehungsgerinne aus DVWK (1996).

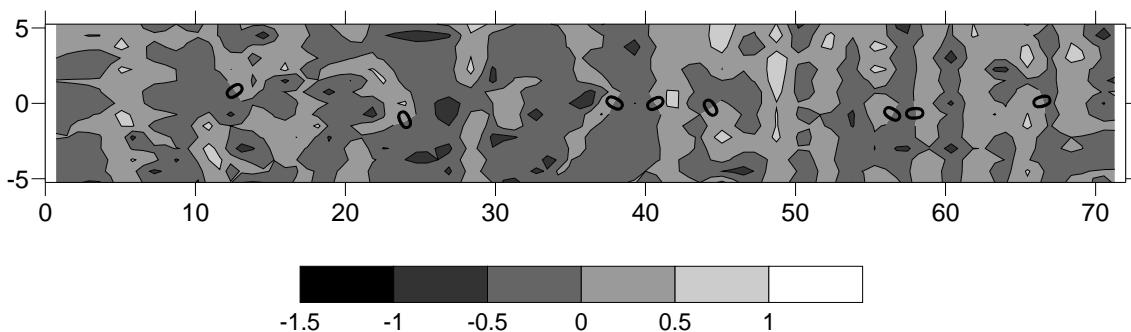


Abb. 21: Morphologie (z-Koordinaten) in [m] der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung.

4.2.3 Mäanderförmige Blockrampe mit 10 % Neigung

Der Typ Mäander10% war eine klassische, gesetzte Rampe, der mit Hilfe von Hügeln und Vertiefungen eine Mäanderstruktur eingebaut wurde. Die verwendeten Blöcke wiesen ein D_{90} von 1.33 m auf. Die mittlere Neigung betrug 9.8 %. Die Hügel und Vertiefungen lagen durchschnittlich 0.4 m über bzw. unter dem mittleren Sohlenniveau. Die höchsten Hügel lagen bis 0.7 m über dem mittleren Sohlenniveau und die tiefsten Vertiefungen bis 0.6 m darunter. Im Längsschnitt lagen die Hügel durchschnittlich 8.4 m auseinander (Ellipsen und Abstände L auf Abb. 22). Auf den ersten 25 m dieses Typs waren zwei

Mäander in die Morphologie eingearbeit. Sie wiesen die gleichen Amplituden auf, waren jedoch um eine halbe Phase gegeneinander verschoben. Dieses Streckenstück dient später für den Vergleich mit dem Typ Mäander6%. Der Verlauf der Mäander kann mit einer Sinuskurve $y = A \sin(\omega x)$ angeglichen werden, wobei die Amplitude aller in diesem Typ vorkommenden Mäander $A = 3.75 \text{ m}$ beträgt. Abb. 23 zeigt die auf diesem Rampentyp gemessene Morphologie.

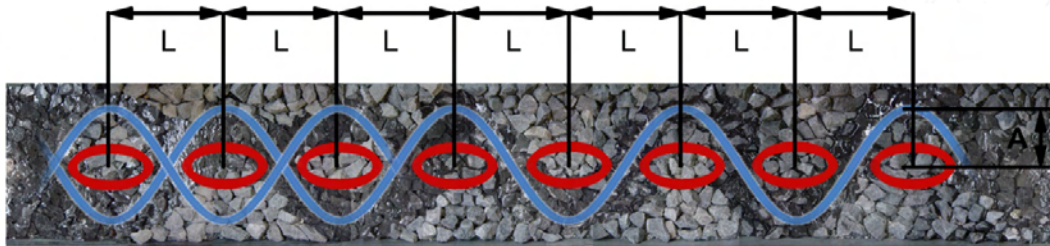


Abb. 22: Schema der Mäanderkurven der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung mit Markierung der zentralen Hügel durch Ellipsen.

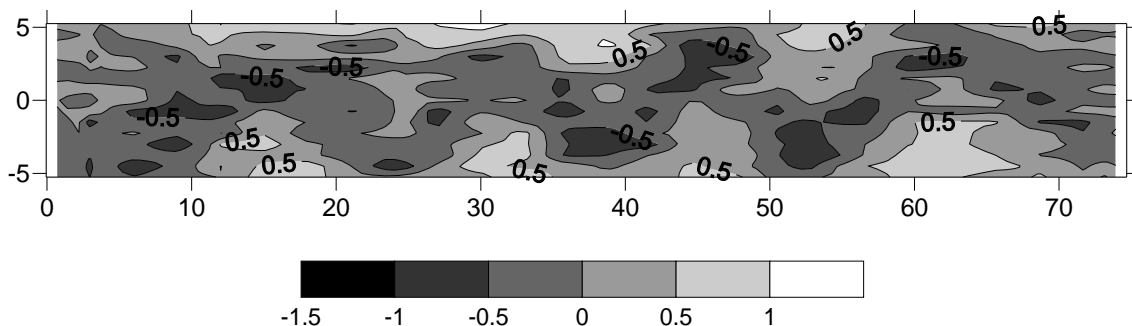


Abb. 23: Morphologie (z-Koordinaten) in [m] der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung.

4.2.4 Mäanderförmige Blockrampe mit 6 % Neigung

Die Neigung der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung betrug 6.3 %. Die Anzahl Hügel und Vertiefungen wurde gegenüber dem Typ Mäander10% erhöht, um auf der ganzen Länge der Rampe zwei Mäander zu erhalten. Die verwendeten Blöcke wiesen ein D_{90} von 1.33 m auf. Die Hügel und Vertiefungen lagen durchschnittlich 0.6 m über bzw. unter dem mittleren Sohlenniveau. Die höchsten Hügel lagen bis 0.7 m über dem mittleren Sohlenniveau und die tiefsten Vertiefungen bis 1.5 m darunter. Im Längsschnitt lagen die Hügel durchschnittlich 8.3 m auseinander (Ellipsen und Abstände L auf Abb. 24). Der Verlauf der beiden Mäander kann mit zwei Sinuskurven $y = A \sin(\omega x)$ angeglichen werden. Die beiden Mäander sind um eine halbe Phase gegeneinander verschoben, wobei die Amplituden A für beide Mäander wie

beim Typ Mäander10% 3.75 m betragen. Abb. 25 zeigt die auf diesem Ramptentyp gemessene Morphologie.

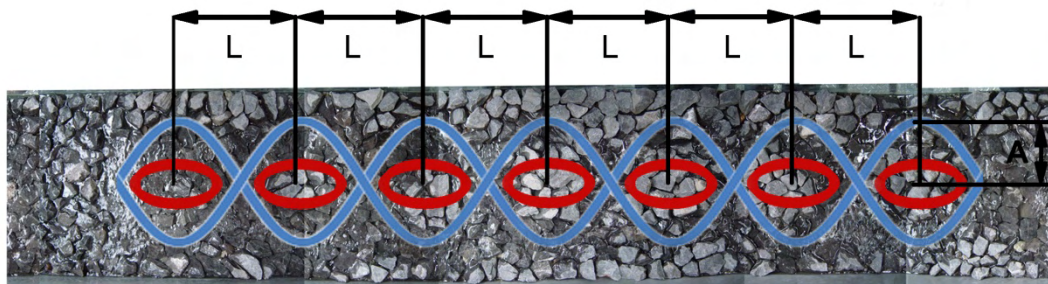


Abb. 24: Schema der Mäanderkurven der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung mit Markierung der zentralen Hügel durch Ellipsen.

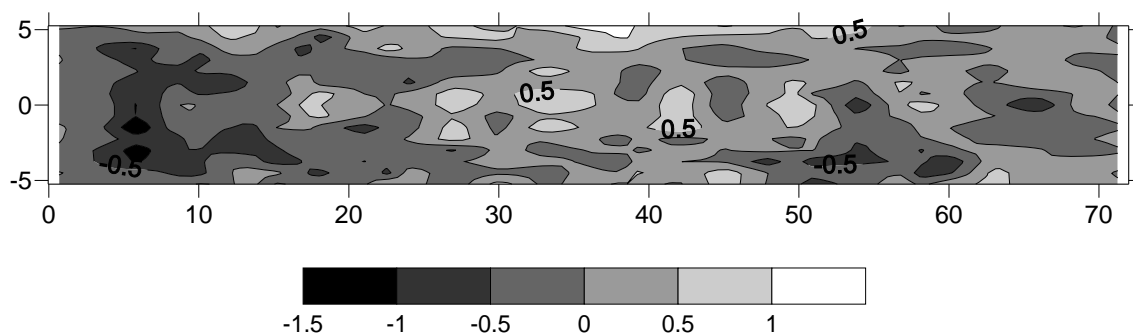


Abb. 25: Morphologie (z-Koordinaten) in [m] der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung.

4.3 Resultate der gemessenen Abflussverhältnisse

In diesem Kapitel werden alle gemessenen Abflussverhältnisse graphisch mit Flächenverteilungen dargestellt und anschliessend mit Verteilungskurven und summierten Verteilungskurven (Überschreitungswahrscheinlichkeiten) zusammengefasst. Eine Zusammenfassung durch Mittelwerte und Standardabweichungen aller Messwerte ist am Schluss dieses Kapitels auf Tab. 7 dargestellt.

4.3.1 Abflusstiefen

Für alle Rampen kann vorweggenommen werden, dass wie erwartet die Abflusstiefen grundsätzlich die Morphologie der Rampen widerspiegeln.

a) Klassische Rampe mit 10 % Neigung (Monoton10%)

Auf der monotonen Rampe mit 10 % Neigung wurden die drei spezifischen Abflüsse von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, $5.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ und $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ gemessen. Die

Abflusstiefen für den kleinsten gemessenen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ liegen zwischen 0.1 m und 1.25 m . Für den grössten gemessenen, spezifischen Abfluss von $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ liegen sie zwischen 0.4 m und 1.6 m . Die Mittelwerte sind für alle Abflüsse zwischen 0.6 m und 1.0 m . Es fällt auf, dass die Standardabweichungen für alle gemessenen Abflüsse identisch sind und $\pm 0.23 \text{ m}$ betragen.

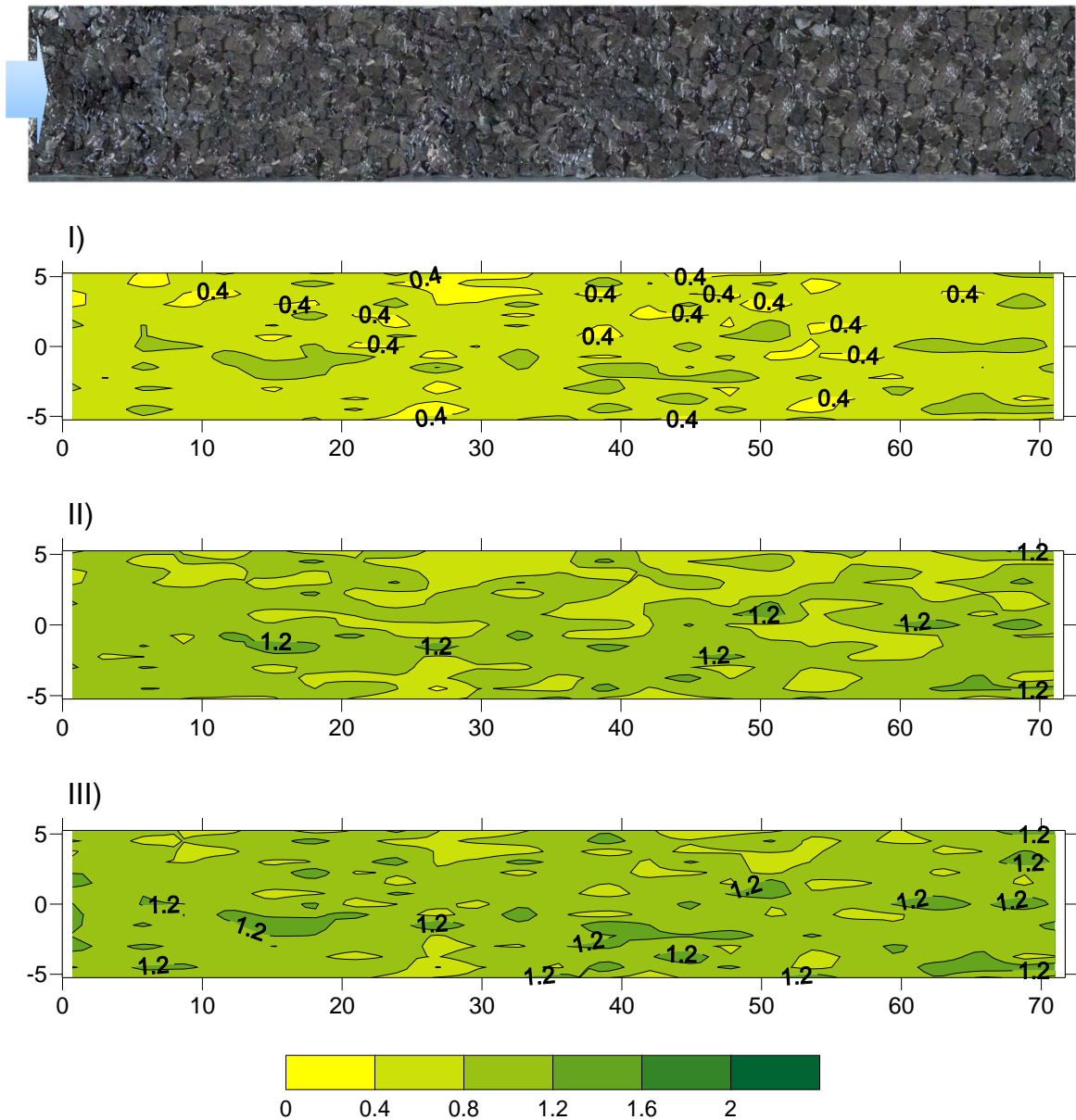


Abb. 26: Abflusstiefen in [m] der monotonen Rampe mit 10 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $5.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; III): $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Für den spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ sind 98 % aller Messungen grösser als 0.2 m . Das heisst 98 % der Rampenfläche weist eine genügend

grosse Abflusstiefe für eine Forellenmigration auf. Für die spezifischen Abflüsse von mehr als $5.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ treten auf der gesamten Rampe Abflusstiefen über 0.2 m auf.

b) Aufgelöste Rampe mit 6 % Neigung (Querriegel6%)

Auf der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung wurden vier spezifische Abflüsse gemessen. Verglichen mit der monotonen Rampe waren sie geringer und betrugen $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, $2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ und $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Für den spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ sind die Werte klar breiter verteilt als auf der monotonen Rampe. Sie liegen zwischen 0 und 2.0 m . Für den kleinsten auf der Rampe mit Querriegel gemessenen Abfluss von $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ liegen sie zwischen 0 und 1.7 m . Die Mittelwerte der vier Abflüsse liegen alle zwischen 0.65 m und 0.9 m und sind somit nur geringfügig kleiner als jene der monotonen Rampe, obwohl die auf der Rampe mit Querriegel gemessenen Abflüsse einiges kleiner waren als jene auf der monotonen. Die Standardabweichungen der Rampe mit Querriegel sind erneut für alle gemessenen Abflüsse gleich gross ($\pm 0.36 \text{ m}$).

Auch auf der Rampe mit Querriegel erfüllt ein grosser Teil der Rampenfläche die minimale Abflusstiefe für die Forellenmigration. Beim spezifischen Abfluss von $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ sind auf 86 % der Rampenfläche die Abflusstiefen grösser als 0.2 m und somit geeignet für eine Forellenmigration. Für den spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ sind es 99 % der Rampenfläche.

Bei der Beckensequenz in der unteren Hälfte der Rampe ist für den spezifischen Abfluss von $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ in 89 % aller Becken die Mindesttiefe für Forellen von 0.6 m erfüllt. Beim spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ sind es 97 %. Somit haben die Forellen genug tiefes Wasser, um die Kaskaden springend zu überwinden.

Wegen dem kaskadenartigen Strömungscharakter auf dieser Rampe wurden auch die Wasserspiegelunterschiede untersucht. Der maximale Wasserspiegelunterschied für eine Forellenmigration liegt bei 0.2 m . Auf diesem Rampentyp bildet sich für die obere Hälfte mit den unregelmässigen Querriegeln ein durchgehender Korridor mit Wasserspiegelunterschieden kleiner als 0.2 m bis zu einem spezifischen Abfluss q von $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ aus. Für die untere Hälfte mit den regelmässigen Querriegeln ist dies bis zu einem spezifischen Abfluss q von $2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ der Fall. Für grössere Abflüsse nehmen die Wasserspiegelunterschiede zu und eine Forellenmigration wird erschwert. Die Wasserspiegelunterschiede sind in Abb. 28 graphisch dargestellt.

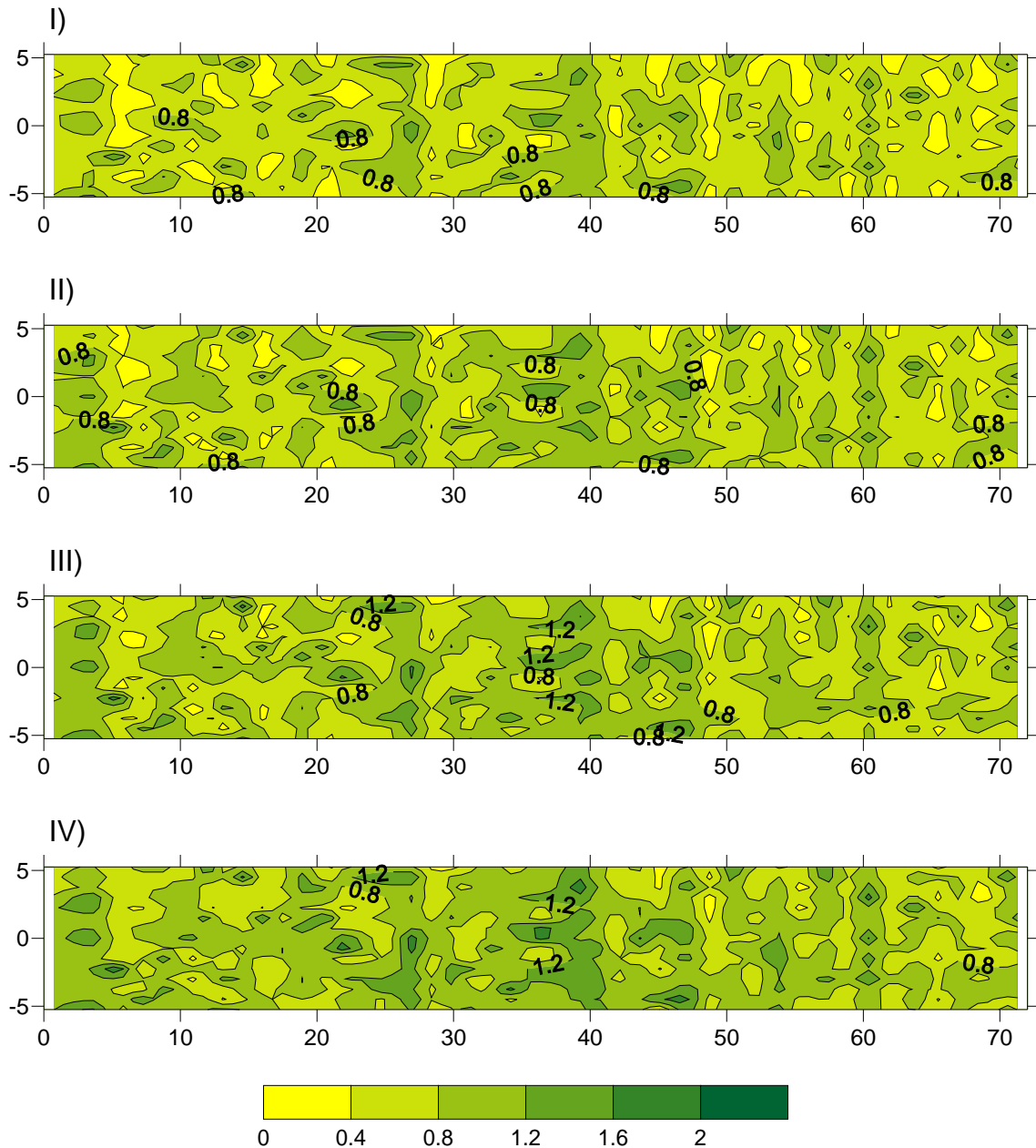
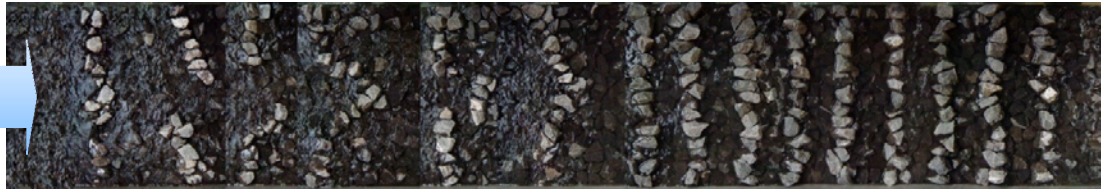


Abb. 27: Abflusstiefen in [m] der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; III): $2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; IV): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

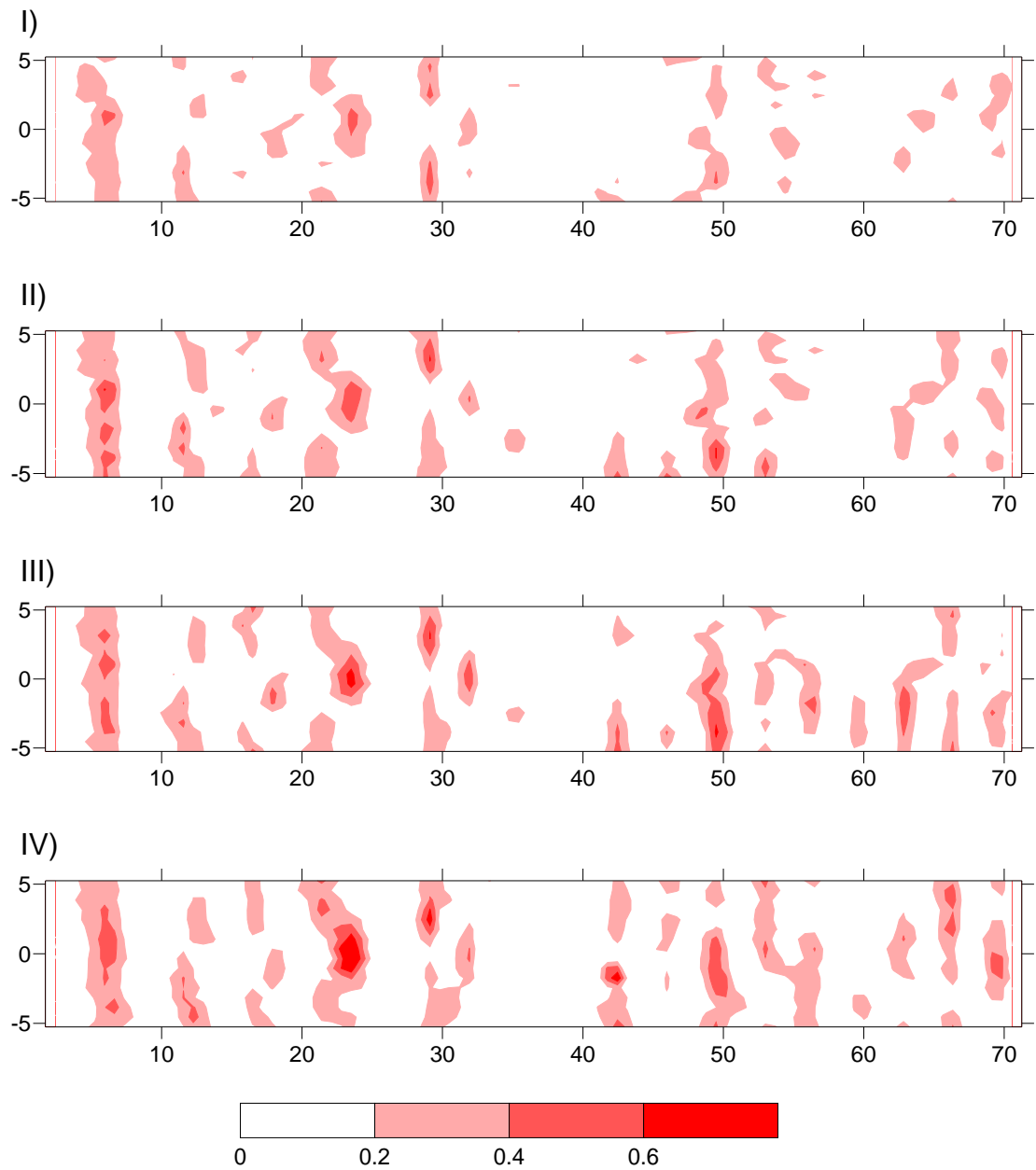


Abb. 28: Wasserspiegelunterschiede in [m] der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; III): $2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; IV): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

c) Mäanderförmige Rampe mit 10 % Neigung (Mäander10%)

Auf der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung wurden, wie bei der monotonen Rampe, drei spezifische Abflüsse gemessen. Sie liegen in derselben Grössenordnung wie jene der monotonen Rampe und betragen $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$, $4.6 \text{ m}^3/\text{s/m}$ und $6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$. Die kleinsten Abflusstiefen wurden erwartungsgemäss über den Hügelkuppen am Rand der Rampe gemessen (Abb. 29). Grössere Abflusstiefen sind entlang der Rinnen anzutreffen und die Bereiche mit den grössten Abflusstiefen befinden sich gegen den Rand der Rampe jeweils zwischen zwei Hügel. Für den spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$ liegen die Messwerte gleich wie bei der Rampe mit Querriegel zwischen 0 und 2.0 m. Für den grössten Abfluss von $6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$ hingegen sind die Werte höher (0 bis 2.4 m). Die Mittelwerte dieser Rampe sind grösser als jene der monotonen Rampe und liegen zwischen 0.8 m und 1.2 m. Die Standardabweichungen sind die grössten aller gemessenen Rampen ($\pm 0.4 \text{ m}$).

Die minimale Abflusstiefe für eine Forellenmigration (0.2 m) wird für den spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$ von 93 % aller Abflusstiefen erreicht. Somit hat diese Rampe für den spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$ von allen vier untersuchten Rampen die kleinste Rampenfläche, auf welcher die Abflusstiefen die Anforderungen für eine Forellenmigration erfüllen.

d) Mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung (Mäander6%)

Auf Abb. 30 ist zu erkennen, dass sich im mittleren Bereich der Rampe, jeweils zwischen zwei Hügeln, Bereiche mit grösseren Abflusstiefen bilden. Über den Hügelkuppen sind die Abflusstiefen erwartungsgemäss gering. Auf dieser Rampe wurden vier spezifische Abflüsse q von $1.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$, $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$, $4.6 \text{ m}^3/\text{s/m}$ und $6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$ gemessen. Die entsprechenden Mittelwerte liegen zwischen 0.7 m und 1.3 m und sind die grössten der vier untersuchten Rampen. Die entsprechenden Standardabweichungen liegen alle zwischen 0.37 m und 0.4 m. Sie sind somit vergleichbar mit den Standardabweichungen der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung und der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung.

Auch diese Rampe erfüllt wie alle andern gemessenen Rampen fast auf der ganzen Fläche die minimalen Abflusstiefen der Forellenmigration von 0.2 m. Für den spezifischen Abfluss von $1.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$ sind es 90 % der Rampenoberfläche, ab $4.6 \text{ m}^3/\text{s/m}$ sind es 100 %.

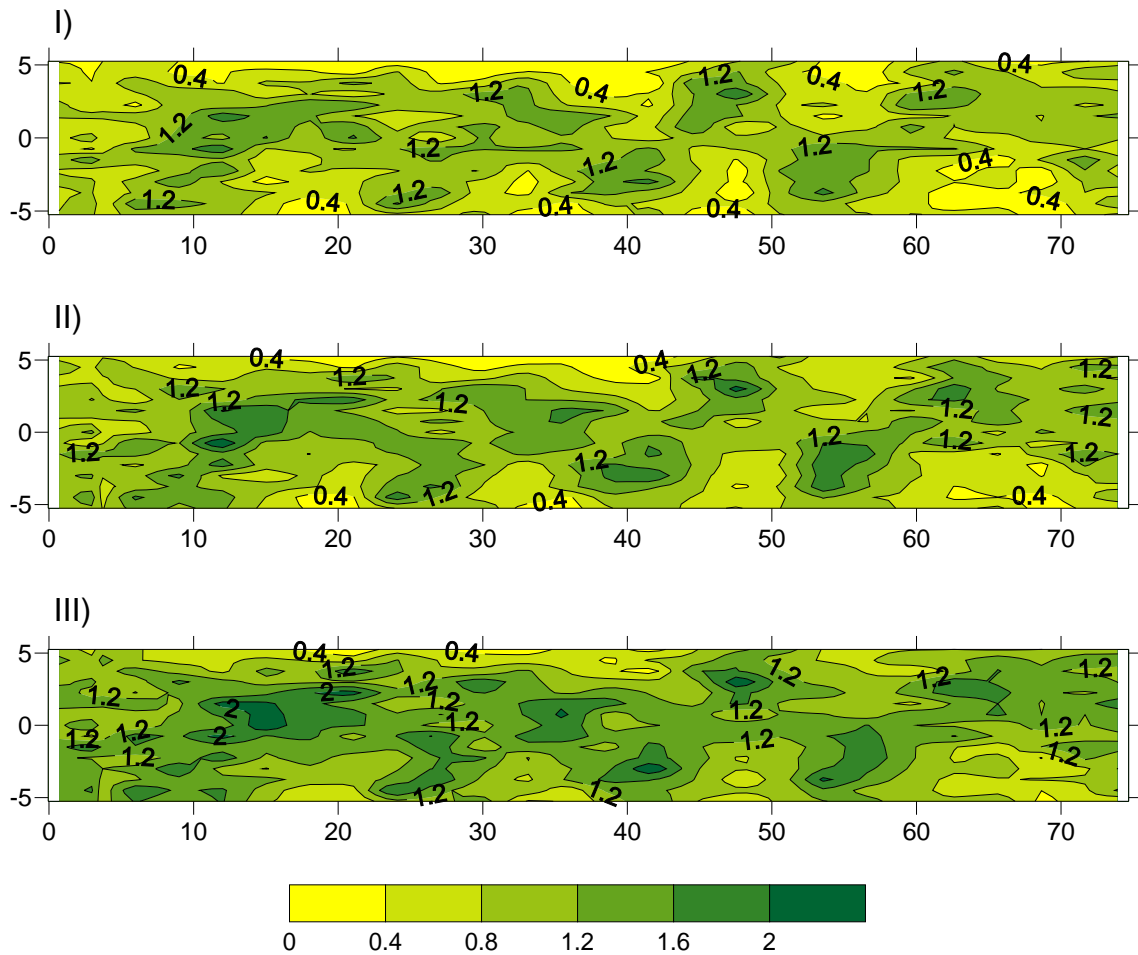


Abb. 29: Abflusstiefen in [m] der mäandrierförmigen Rampe mit 10 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $4.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; III): $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

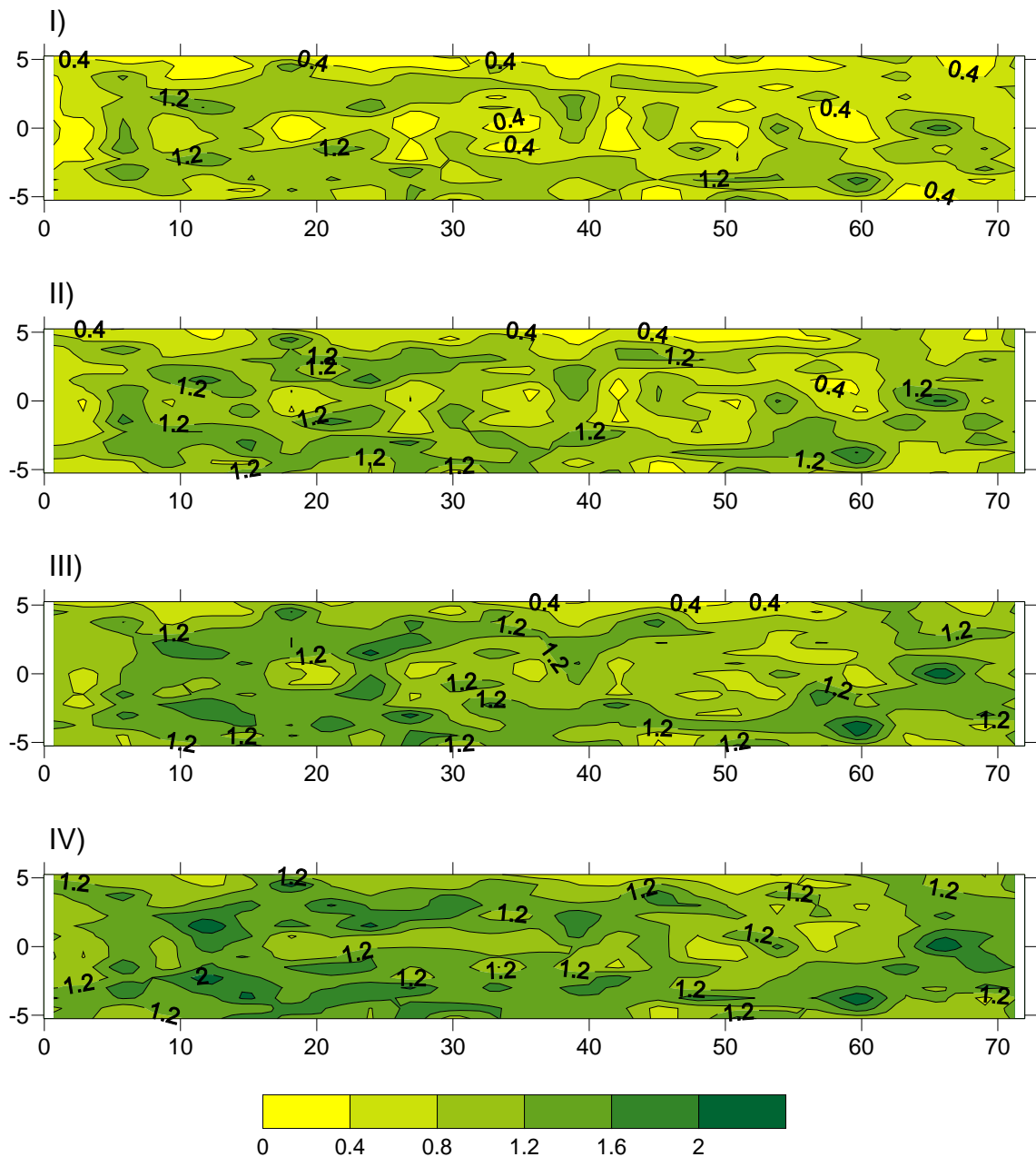


Abb. 30: Abflusstiefen in [m] der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $1.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$; II): $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$; III): $4.6 \text{ m}^3/\text{s/m}$; IV): $6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

4.3.2 Geschwindigkeiten

Bei den gemessenen Abflüssen waren die Fließgeschwindigkeiten ausschlaggebend für die Erfüllung der Migrationsbedingungen für Forellen. Deshalb werden im folgenden Kapitel für jede Rampe und jeden Abfluss die kleinste und grösste gemessene Fließgeschwindigkeit, die Mittelwerte und die Standardabweichungen angegeben.

a) Klassische Rampe mit 10 % Neigung (Monoton10%)

Für alle drei auf der monotonen Rampe gemessenen, spezifischen Abflüsse liegen alle Geschwindigkeiten über der maximal zulässigen Fließgeschwindigkeit für Forellen von 2 m/s. Die Messwerte liegen in den folgenden Bereichen:

- I) 2.7 m³/s/m: 2.2 m/s bis 5.9 m/s
- II) 5.0 m³/s/m: 3.6 m/s bis 7.3 m/s
- III) 6.5 m³/s/m: 4.1 m/s bis 8.5 m/s

Die Mittelwerte sind entsprechend 4.2 m/s, 5.6 m/s und 6.6 m/s und die entsprechenden Standardabweichungen 0.61 m/s, 0.62 m/s und 0.68 m/s.

b) Aufgelöste Rampe mit 6 % Neigung (Querriegel6%)

Die Geschwindigkeiten auf der aufgelösten Rampe mit 6 % Neigung sind breiter gestreut als die Geschwindigkeiten der monotonen Rampe mit 10 % Neigung, jedoch weniger breit als jene der beiden mäanderförmigen Rampen. Sie liegen in den folgenden Bereichen:

- I) 1.0 m³/s/m: 0.3 m/s bis 3.3 m/s
- II) 1.5 m³/s/m: 0.3 m/s bis 3.8 m/s
- III) 2.0 m³/s/m: 0.4 m/s bis 4.3 m/s
- IV) 2.7 m³/s/m: 0.5 m/s bis 5.4 m/s

Die Mittelwerte sind entsprechend 1.5 m/s, 2.0 m/s, 2.2 m/s und 3.0 m/s und die entsprechenden Standardabweichungen 0.63 m/s, 0.69 m/s, 0.73 m/s und 0.88 m/s.

Da dieser Typ im Vergleich zu den anderen getesteten Typen aus mehreren unregelmässigen Strukturen (Querriegel) zusammengesetzt ist, wird im Folgenden genauer auf die einzelnen Querriegel eingegangen. Sie sind in Abb. 32 noch einmal dargestellt.

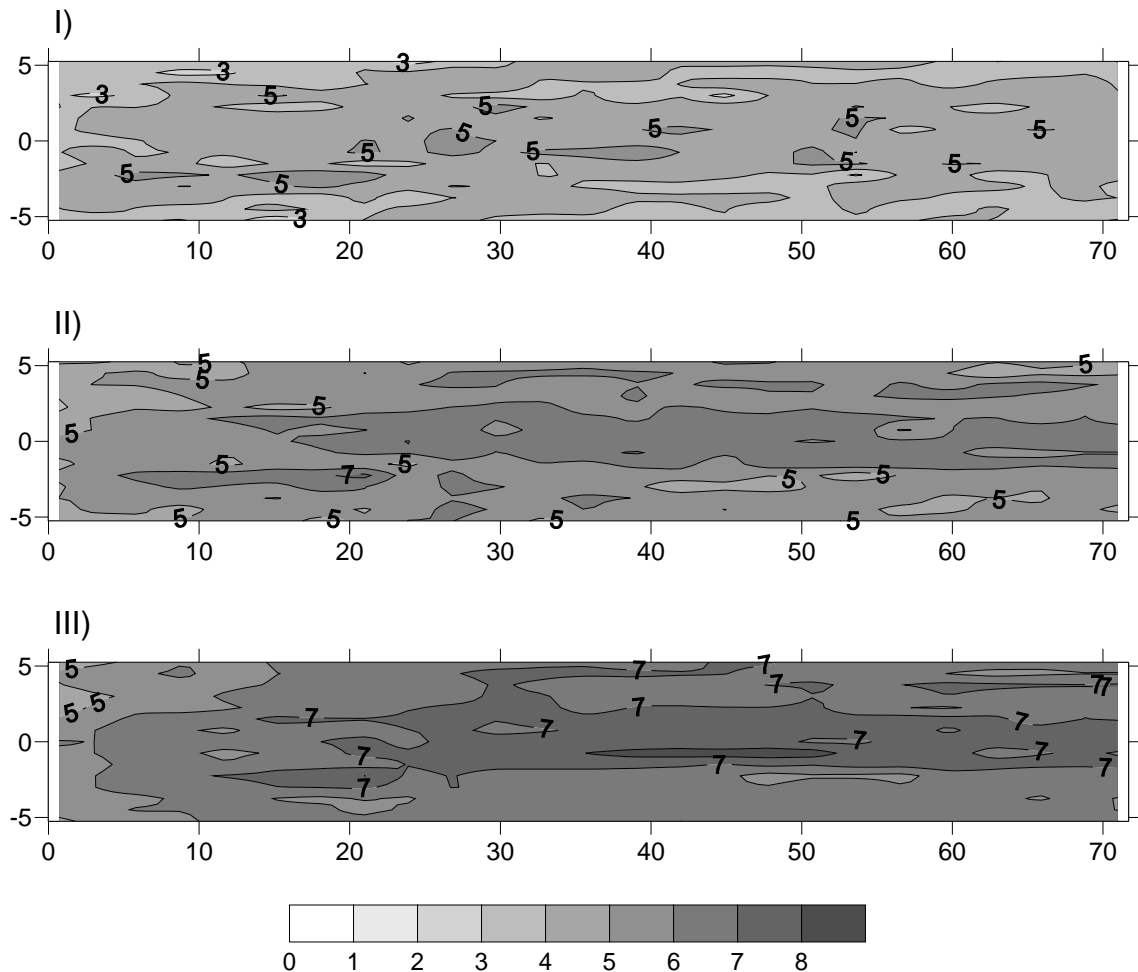


Abb. 31: Geschwindigkeiten in [m/s] der monotonen Rampe mit 10 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$; II): $5.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$; III): $6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

Die Geschwindigkeiten sind in der unteren Hälfte – dem regelmässigen Teil der Rampe – tiefer als im oberen Teil. Jeweils oberhalb eines einzelnen Querriegels (z.B.: Nr. 1, Abb. 33) wird das Wasser angestaut, wodurch sich die Fliessgeschwindigkeit verringert. Über dem Riegel und direkt unterhalb des Riegels erhöht sich die Fliessgeschwindigkeit erneut. Die Querriegel Nr. 7 bis 15 dagegen zeigen auf, dass die Folge von regelmässigen und geraden Querriegeln in genug nahen Abständen die jeweilige Geschwindigkeitserhöhung unterhalb des Querriegels verhindert. Die Querriegel 2 und 3 weisen in ihrer zentralen Partie, wo sie unterbrochen sind,

erhöhte Geschwindigkeiten auf, welche erst im Stauraum zwischen Querriegel 4 und 5 wieder gedrosselt werden. Querriegel 5 weist in der Mitte, wo der Riegel unterbrochen und versetzt ist, erhöhte Fliessgeschwindigkeiten auf. Jedoch wurden zwischen Riegel und dem versetzten Stück Querströmungen beobachtet, welche die Fliessgeschwindigkeiten in Längsrichtung in der Randregionen dieser Lücke vermindern. Zwischen den Querriegeln 5 und 6, sowie 6 und 7 bildet sich ein Rückstau, welcher vor allem in der Mitte des Kanals geringere Fliessgeschwindigkeiten aufweist. Zwischen Querriegel 6 und 7, sowie auf der regelmässigen Riegelfolge 7 bis 15 wurden die geringsten Fliessgeschwindigkeiten der ganzen Rampe gemessen. Es fällt auf, dass die Fliessgeschwindigkeiten auf der linken Rampenseite etwas tiefer sind als auf der rechten Rampenseite. Dies ist bedingt durch ein leichtes Quergefälle der Rampe gegen rechts, was ebenfalls in der Morphologie (Abb. 21) und bei den Abflusstiefen (Abb. 27) beobachtet werden kann.

Für den spezifischen Abfluss von $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ betragen 72 % aller Messungen höchstens 2 m/s. Das heisst, auf 72 % der Rampenfläche sind die maximalen Fliessgeschwindigkeiten für eine Forellenmigration erfüllt. Für den spezifischen Abfluss von $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ sind es noch 49 %, für $2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ noch 37 % und für $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ noch 14 % der Rampenfläche.

c) Mäanderförmige Rampe mit 10 % Neigung (Mäander10%)

Die Geschwindigkeiten der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung sind gemäss den Standardabweichungen (Tab. 7) am breitesten verteilt von allen gemessenen Typen. Sie liegen in den folgenden Bereichen:

- I) $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$: 0.3 m/s bis 6.5 m/s
- II) $4.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$: 0.4 m/s bis 6.9 m/s
- III) $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$: 1.2 m/s bis 8.7 m/s

Die Mittelwerte sind entsprechend 3.2 m/s, 4.3 m/s und 5.3 m/s und die entsprechenden Standardabweichungen 1.31 m/s, 1.39 m/s und 1.34 m/s.

Die grössten Geschwindigkeiten sind an den Hügelflanken in den Mäanderkurven zu beobachten (Abb. 34). Die kleinsten Geschwindigkeiten in den Randregionen jeweils zwischen zwei Hügeln. Mit steigendem Abfluss werden die Bereiche mit erhöhter Geschwindigkeit ausgedehnter.



Abb. 32: Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung mit Nummerierung der einzelnen Querriegel.

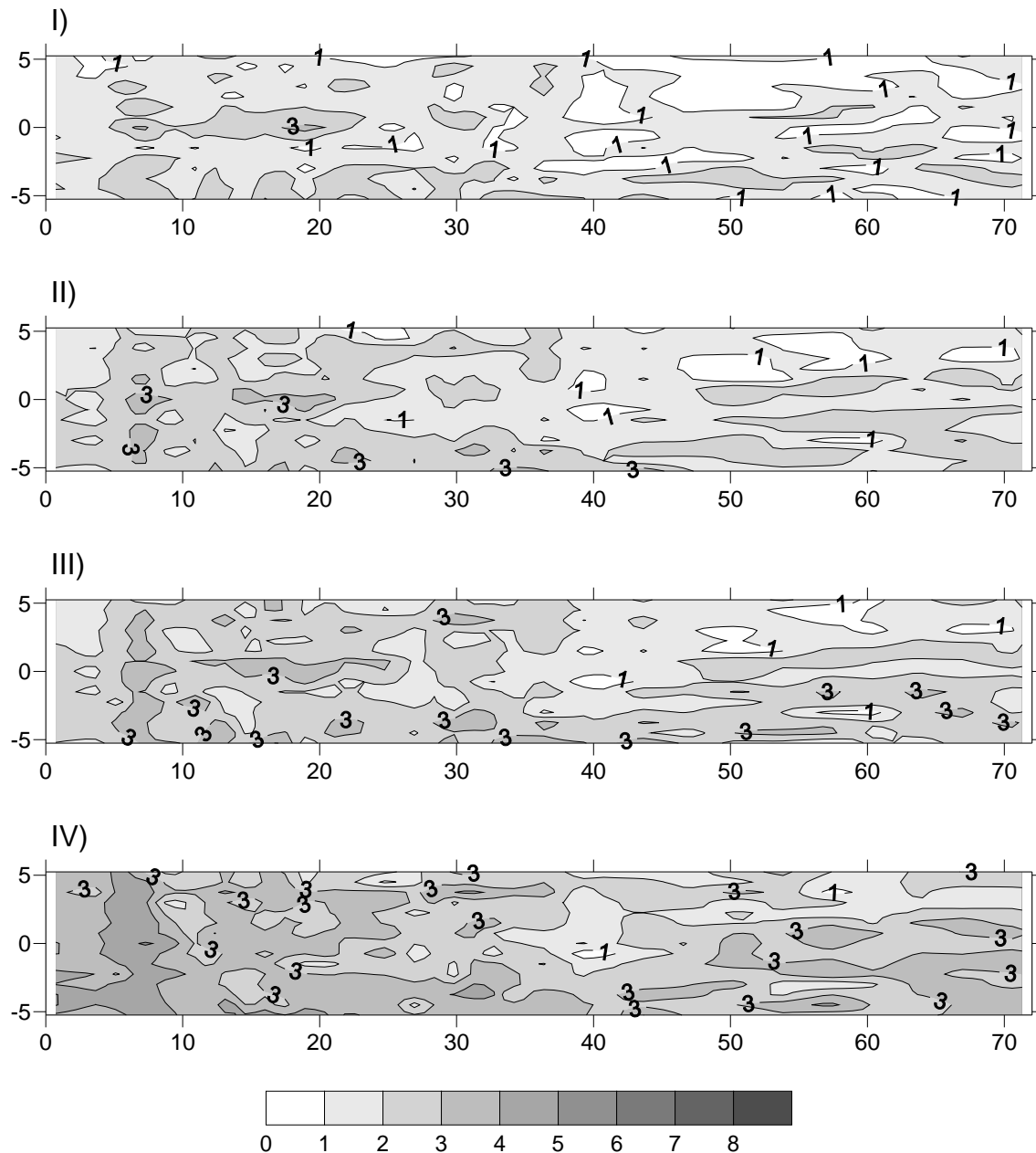


Abb. 33: Geschwindigkeiten in [m/s] der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; III): $2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; IV): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Auf dieser Rampe ist bei einem spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ die Rampenfläche, welche die maximale Geschwindigkeit für die Forellenmigration erfüllt, grösser als auf der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung und beträgt 18 % der Rampenfläche. Für den spezifischen Abfluss von $4.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ sind es aber nur noch 8 %, und für $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ noch 2 % der Rampenfläche.

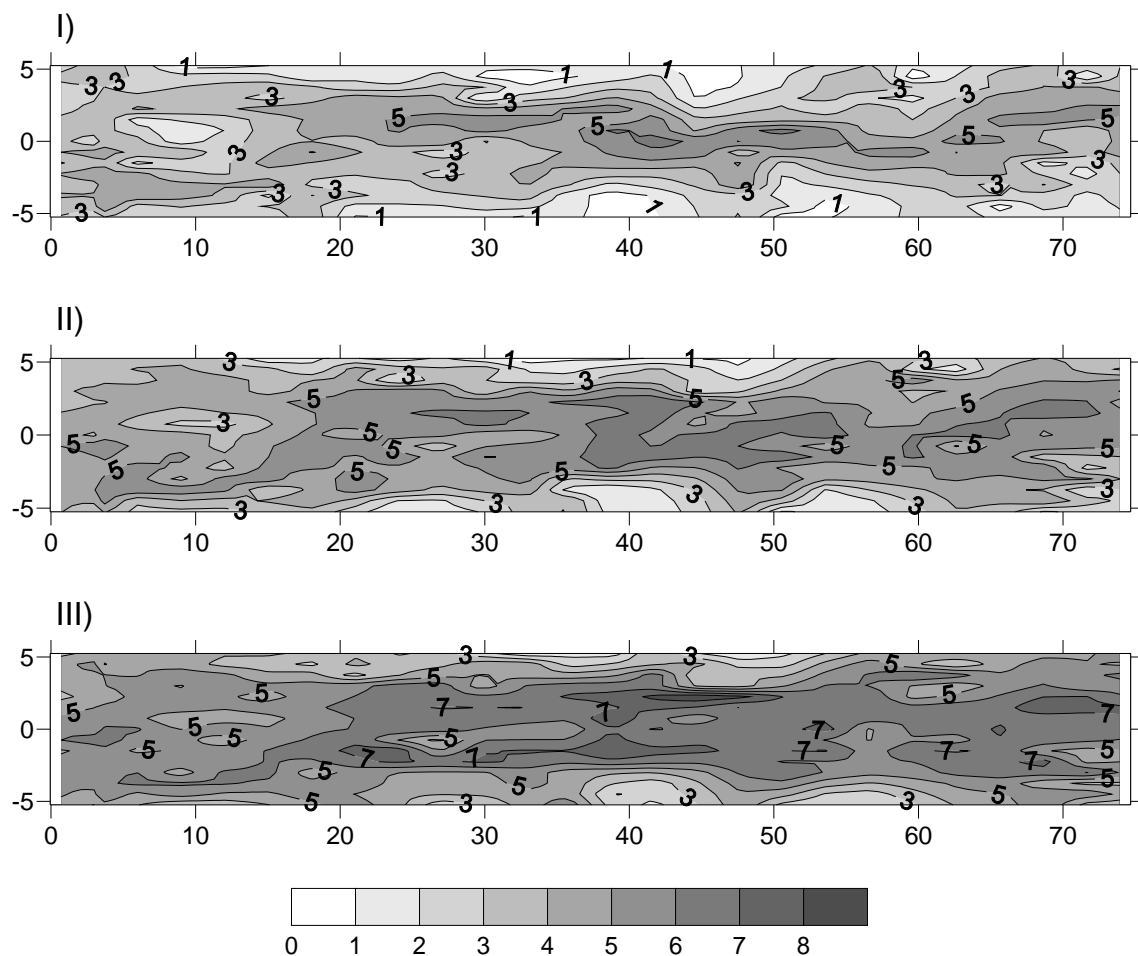


Abb. 34: Geschwindigkeiten in $[\text{m}/\text{s}]$ der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $4.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; III): $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

d) Mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung (Mäander6%)

Die Werte der Geschwindigkeiten der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung sind alle kleiner als die Werte der mäanderförmigen Rampe mit 10 %

Neigung, aber grösser als die Werte der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung. Dies gilt sowohl für die Wertebereiche, als auch für die Mittelwerte und Standardabweichungen:

- I) $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$: 0.3 m/s bis 5.0 m/s
- II) $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$: 0.1 m/s bis 6.5 m/s
- III) $4.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$: 0.2 m/s bis 6.7 m/s
- IV) $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$: 0.4 m/s bis 7.6 m/s

Die Mittelwerte sind entsprechend 2.1 m/s, 3.0 m/s, 4.2 m/s und 5.2 m/s und die entsprechenden Standardabweichungen 0.93 m/s, 1.13 m/s, 1.09 m/s und 1.04 m/s.

Die grössten Geschwindigkeiten des mäanderförmigen Typs mit 6 % Neigung konzentrieren sich entlang der Rinne jeweils zwischen zwei Hügelreihen. Die kleinsten Geschwindigkeiten bilden sich im mittleren Bereich der Rampe jeweils zwischen den Hügeln, sowie zwischen den Hügeln am Rand der Rampe aus.

Für den spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ weist diese Rampe von allen vier untersuchten Rampen die grösste Oberfläche auf, welche die Bedingung der maximalen Geschwindigkeit für die Forellenmigration ($\leq 2 \text{ m/s}$) erfüllt. Auf 22 % der Rampenfläche ist dies der Fall. Für den spezifischen Abfluss von $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ sind es 45 % der Rampenfläche. Für grössere Abflüsse nimmt dieser Wert schnell ab. So sind es für $4.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ noch 4 % und für $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ noch 0.5 % der Rampenfläche.

4.3.3 Verhältnis von kinetischer Energie zur Abflusstiefe

Das Verhältnis der kinetischen Energie $v^2/2g$ im Vergleich zur Abflusstiefe h auf den Blockrampen wurde systematisch untersucht. Im Allgemeinen konnten für höhere spezifische Abflüsse auch grössere Verhältnisse der kinetischen Energie zur Abflusstiefe „ $(v^2/2g)/h$ “ gemessen werden.

a) Klassische Rampe mit 10 % Neigung (Monoton10%)

In den beiden Kapiteln 4.3.1 und 4.3.2 wurde gesehen, dass auf der monotonen Rampe mit 10 % Neigung kein Messpunkt alle Migrationsbedingungen für Forellen ($v \leq 2 \text{ m/s}$; $h \geq 0.2 \text{ m}$) erfüllt hat. Diese Rampe hebt sich somit in Bezug auf die Migrationsbedingungen von den andern untersuchten Rampen ab. Dieser Trend setzt sich auch für die Werte der kinetischen Energie zur Abflusstiefe fort.

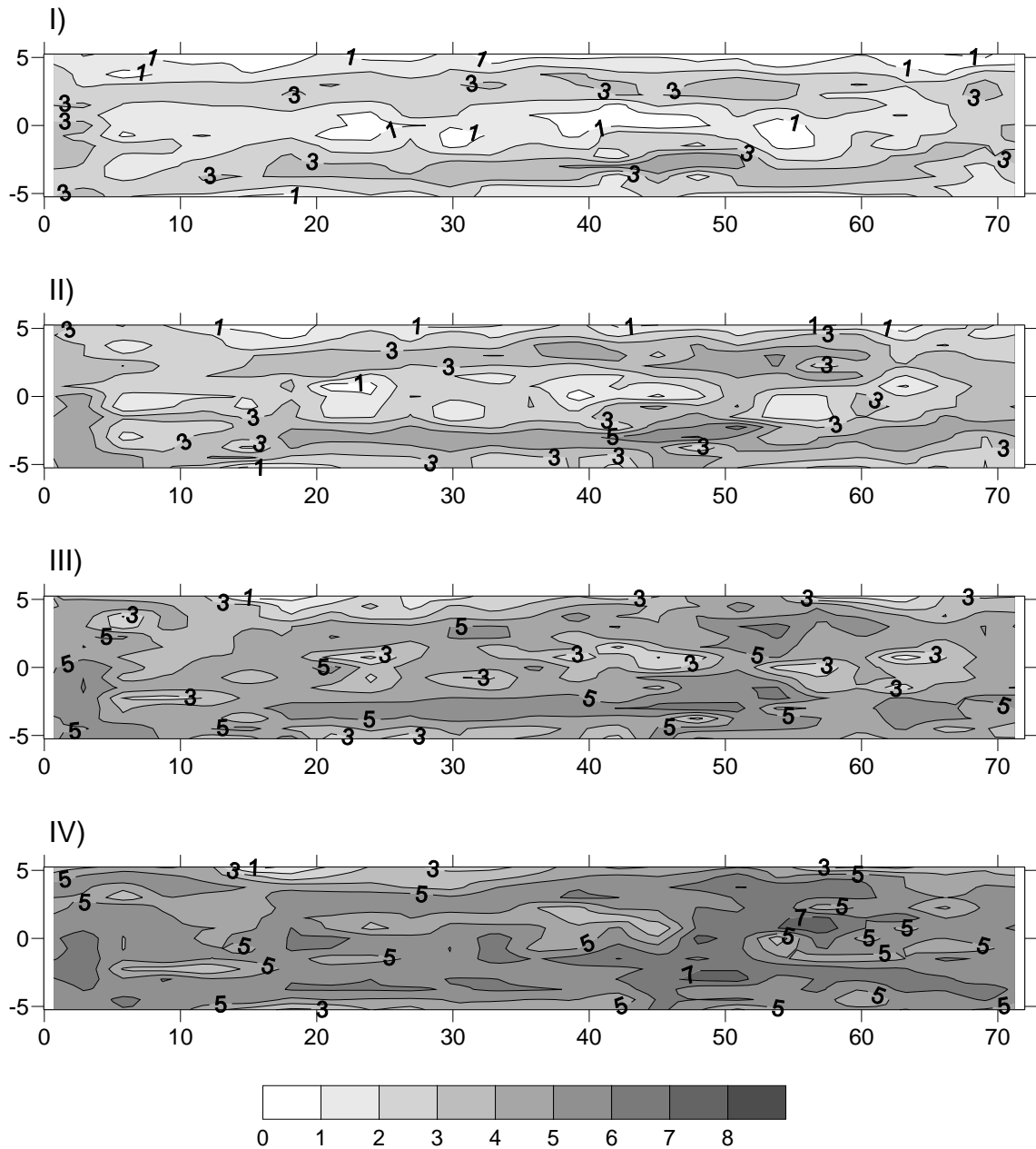


Abb. 35: Geschwindigkeiten in [m/s] der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $1.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$; II): $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$; III): $4.6 \text{ m}^3/\text{s/m}$; IV): $6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

Die Werte der monotonen Rampe mit 10 % Neigung sind verglichen mit den anderen Rampentypen eindeutig am grössten. Sie variieren für die gemessenen Abflüsse von $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$ bis $6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$ zwischen den Werten 0.4 und 12.4 mit Mittelwerten zwischen 1.9 und 2.4. Die Standardabweichungen sind im Vergleich zu den Mittelwerten sehr gross. Sie liegen zwischen 0.8 und 1.3.

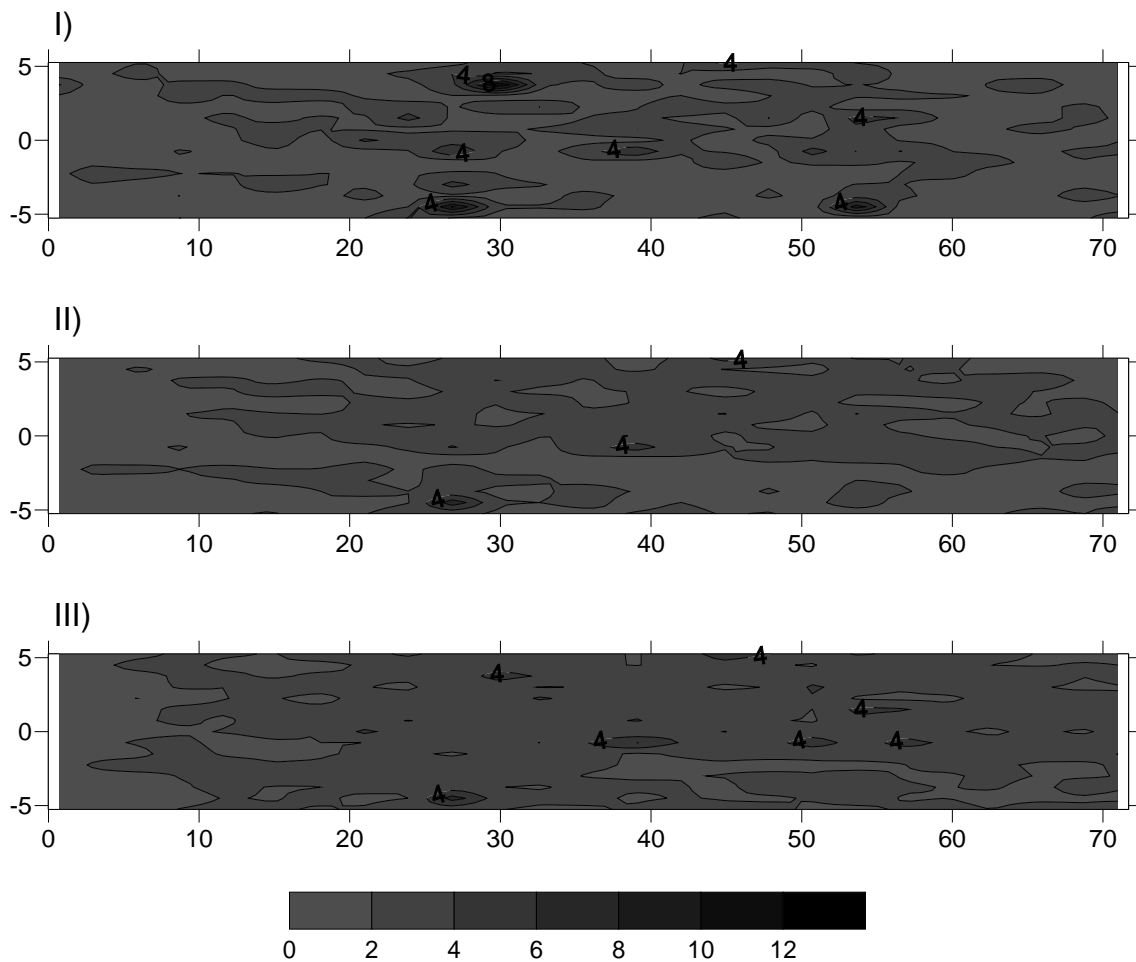


Abb. 36: Verhältnisse der kinetischen Energie zur Abflusstiefe der monotonen Rampe mit 10 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$; II): $5.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$; III): $6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

b) Aufgelöste Rampe mit 6 % Neigung (Querriegel6%)

Die Verhältnisse der Energie zur Abflusstiefe der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung sind von allen untersuchten Rampentypen am kleinsten und am wenigsten breit gestreut. Alle Werte liegen für die spezifischen Abflüsse von $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ bis $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ zwischen 0 und 4.2. Die Mittelwerte befinden sich zwischen 0.3 und 0.6, und sind somit für vergleichbare Abflüsse über dreimal kleiner als jene der monotonen Rampe. Die Standardabweichungen liegen zwischen 0.4 und 0.6, was im Vergleich zu den Mittelwerten erneut ausgesprochen hoch ist.

Die Werte sind im Allgemeinen im unteren Teil der Rampe tiefer als im oberen Teil. Verglichen mit den Kriterien der Durchgängigkeit für Forellen kann gesagt werden, dass alle Stellen, welche für eine Durchgängigkeit in Frage kommen ($v \leq 2 \text{ m/s}$; $h \geq 0.2 \text{ m}$), Werte der kinetischen Energie zur Abflusstiefe zwischen 0 und 0.3 aufweisen.

c) Mäanderförmige Rampe mit 10 % Neigung (Mäander10%)

Auf der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung liegen die Verhältnisse der Energie zur Abflusstiefe höher als jene der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung, aber weniger hoch als jene der monotonen Rampe mit 10 % Neigung. Der Wertebereich liegt für die spezifischen Abflüsse von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ bis $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ zwischen 0 und 11.7, und ist somit nahe beim Wertebereich der monotonen Rampe. Die Mittelwerte sind jedoch eindeutig geringer und liegen zwischen 1.0 und 1.5. Die Standardabweichungen sind erneut gross und liegen zwischen 1.0 und 1.2.

Die Werte sind am Rand der Rampe zwischen den Hügeln tiefer als im Zentrum entlang der Mäander. Der Vergleich mit den Kriterien der Durchgängigkeit für Forellen zeigt, dass alle Stellen, welche die Durchgängigkeitskriterien für Forellen erfüllen ($v \leq 2 \text{ m/s}$; $h \geq 0.2 \text{ m}$), Werte zwischen 0 und 0.2 aufweisen.

d) Mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung (Mäander6%)

Die Verhältnisse der kinetischen Energie zur Abflusstiefe der mäanderförmigen Rampe mit 6 % liegen tiefer als die Werte der Rampen mit 10 % Neigung. Sie sind jedoch etwas höher als die Werte der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung und sind etwas breiter gestreut. Sie liegen zwischen 0 und 7.7 für die spezifischen Abflüsse von $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ bis $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Die Mittelwerte liegen zwischen 0.6 und 1.3, und die Standardabweichungen sind teilweise sogar grösser als die Mittelwerte und liegen zwischen 0.7 und 0.8.

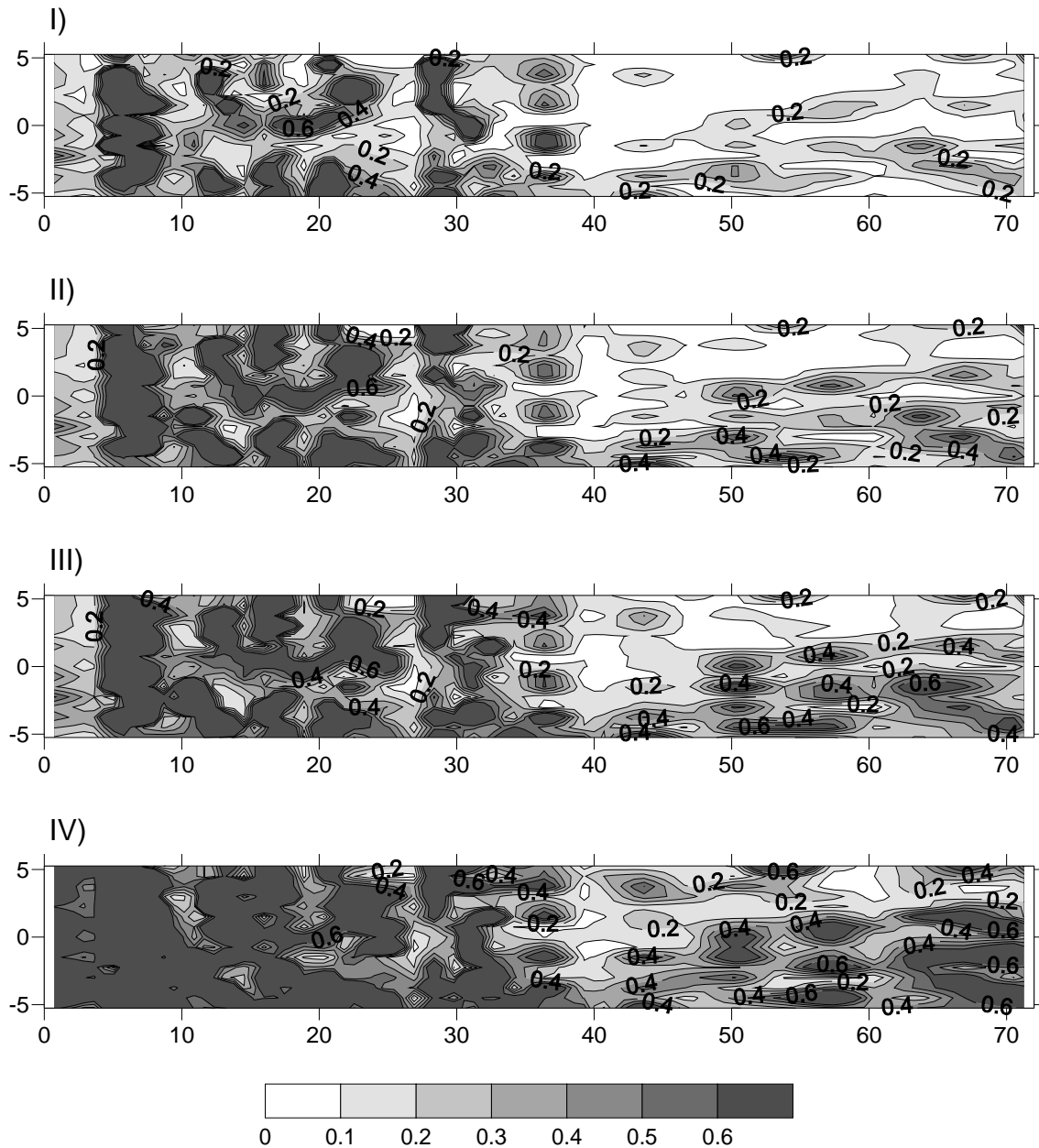


Abb. 37: Verhältnisse der kinetischen Energie zur Abflusstiefe der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $1.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$; II): $1.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$; III): $2.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$; IV): $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

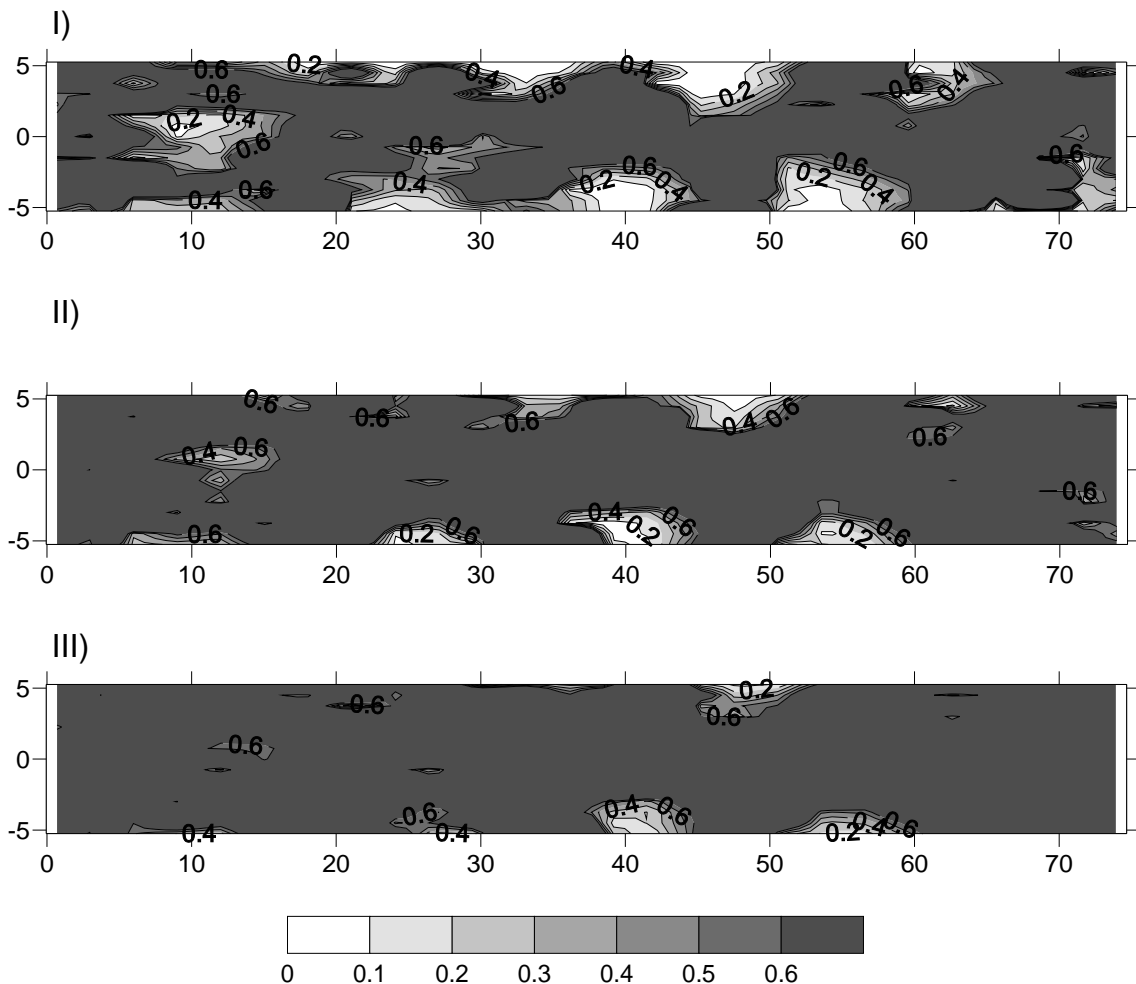


Abb. 38: Verhältnisse der kinetischen Energie zur Abflusstiefe der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $4.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; III): $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Auf dieser Rampe weisen fast alle Stellen, welche für eine Forellendurchgängigkeit in Frage kommen ($v \leq 2 \text{ m/s}$; $h \geq 0.2 \text{ m}$), zugleich Werte zwischen 0 und 0.3 auf. Mit Ausnahme des tiefsten Abflusses von $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Da gibt es Zonen, welche die Bedingungen für eine Durchgängigkeit für Forellen erfüllen und Werte um 0.5 bis 0.6 aufweisen. Dies vor allem in den Regionen mit kleineren Wassertiefen über den Hügeln.

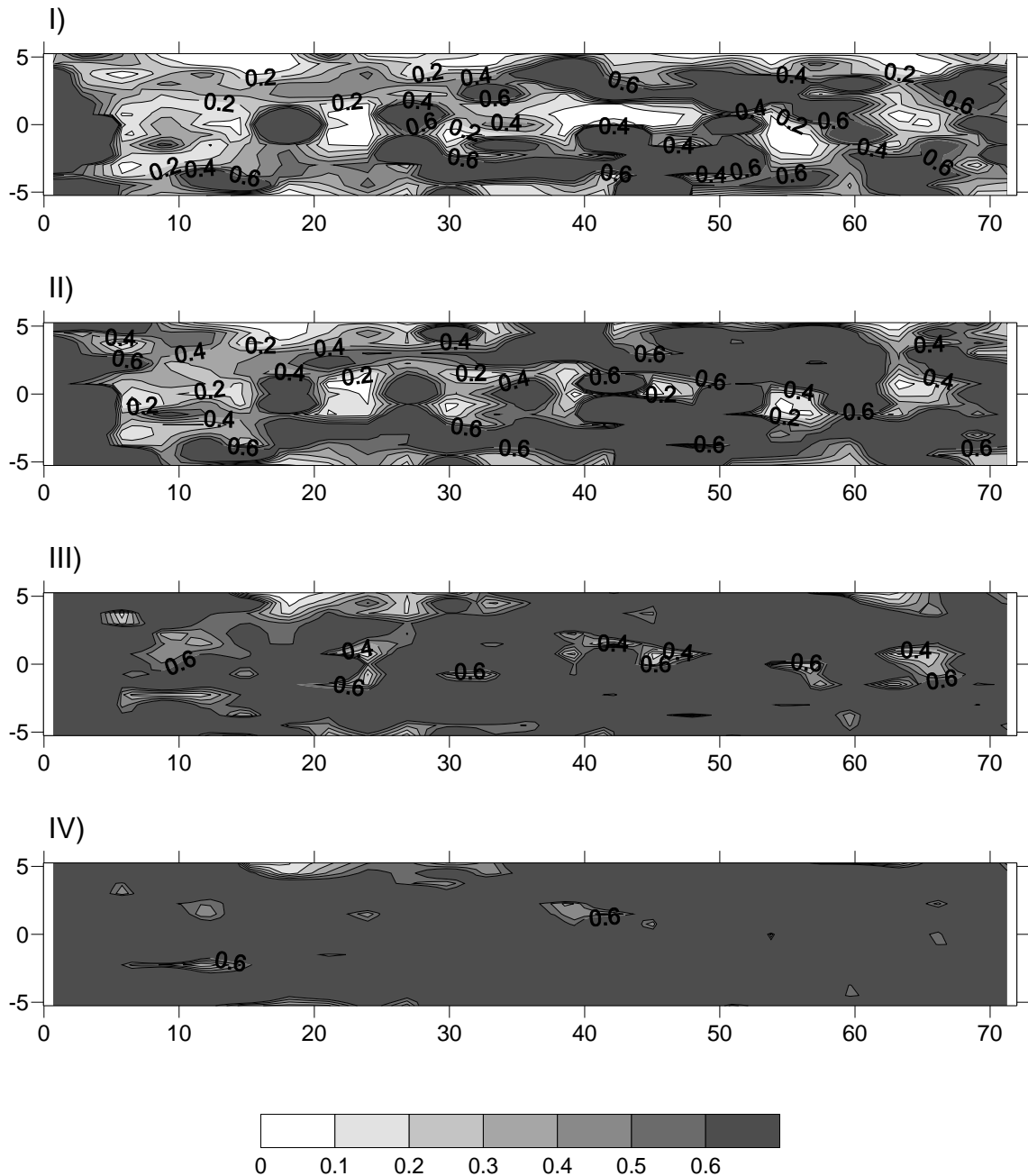


Abb. 39: Verhältnisse der kinetischen Energie zur Abflusstiefe der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $1.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$; II): $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$; III): $4.6 \text{ m}^3/\text{s/m}$; IV): $6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

4.3.4 Energiehöhen entlang der Rampenachse

Im Folgenden werden die gemessenen Energiehöhen entlang der Rampenachse diskutiert. Die Messpunkte entsprechen dem jeweiligen Mittel des entsprechenden Querschnitts.

Die Wassertiefen und Geschwindigkeiten sind in Bezug auf die Längsachse in der Mitte des Gerinnes dargestellt. Der Nullpunkt der Topographie (z [m]) befindet sich am oberen Ursprung der Rampe.

Die Energiehöhen der monotonen Rampe mit 10 % Neigung verlaufen entlang der Rampe parallel (Abb. 40). Aus Abb. 93 ist ersichtlich, dass die Strömung aller gemessenen Abflüsse auf den ersten 20 bis 25 m der Rampe eine Beschleunigung erfährt (Zunahme von $v^2/2g$). Eine signifikante Abflusstiefenveränderung auf diesem Streckenstück ist nicht zu beobachten.

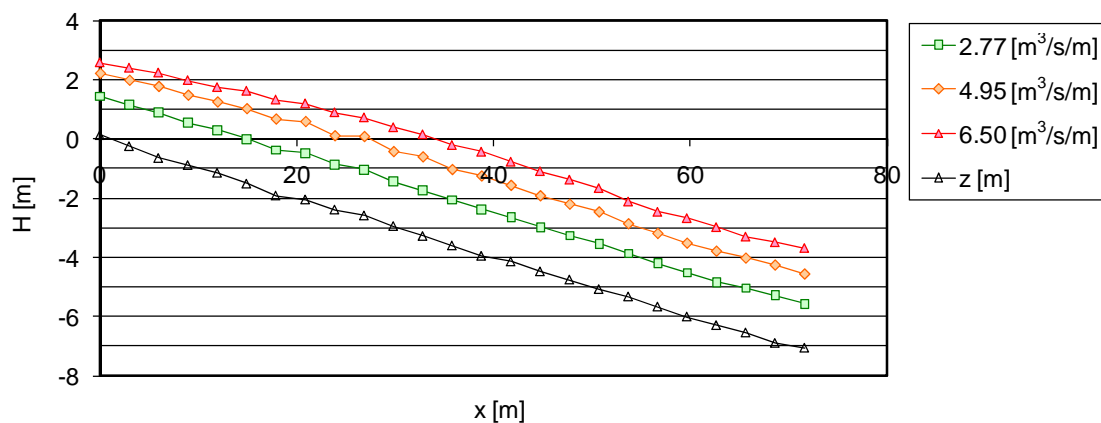


Abb. 40: Energiehöhen ($z + h + v^2/2g$) entlang der Rampenachse für die monotone Rampe mit 10 % Neigung.

Die Energiehöhen der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung verlaufen fast alle parallel für die Abflüsse von 1.0 bis 2.0 m³/s/m (Abb. 41). Einzig die Energiehöhen des grössten Abflusses von 2.7 m³/s/m sind am Anfang der Rampe im Gegensatz zu den andern Kurven überhöht. Abb. 94 zeigt auf, dass dies auf die am Anfang der Rampe hohen Fliessgeschwindigkeiten zurückzuführen ist. Diese im Vergleich zum Rest der Rampe erhöhten Fliessgeschwindigkeiten herrschen auf den ersten zehn Metern der Rampe vor, wonach sich die Fliessgeschwindigkeit abmindert und die Energiekurve parallel zu den Kurven der anderen Abflüsse verläuft. Es ist ein umgekehrt proportionales Verhalten der Geschwindigkeiten gegenüber der Abflusstiefe zu erkennen. Das heisst eine Zunahme der Abflusstiefe, zum Beispiel vor einem Querriegel, ist kombiniert mit einer gleichzeitigen Abnahme der Geschwindigkeit. Und eine Abnahme der Abflusstiefe, zum Beispiel über einem

Querriegel, ist kombiniert mit einer gleichzeitigen Zunahme der Geschwindigkeit.

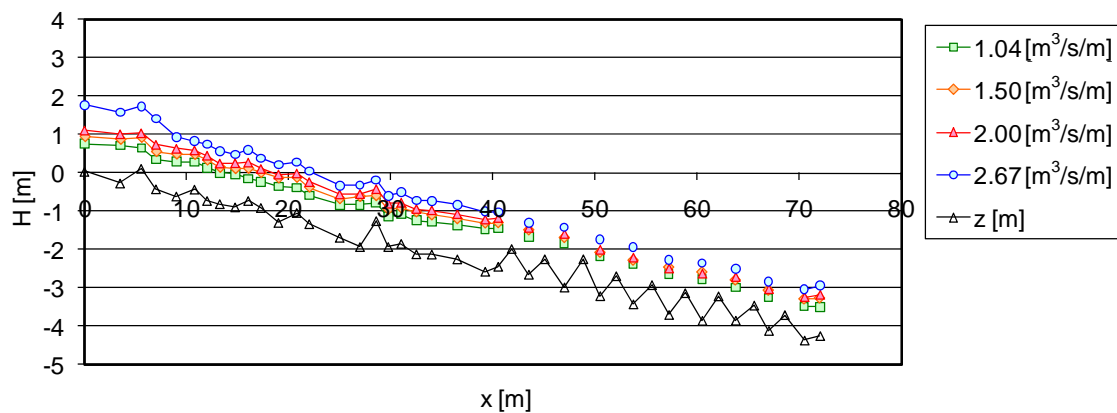


Abb. 41: Energiehöhen ($z + h + v^2/2g$) entlang der Rampenachse für die Rampe mit Querrigel und 6 % Neigung.

Die Energiehöhen auf der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung verlaufen parallel (Abb. 42). Eine Beschleunigungsstrecke ist auf den ersten 5 Metern der Rampe zu beobachten. Danach wird das Wasser morphologiebedingt wieder abgebremst (Abb. 95), bevor es auf der nächsten Hügelkuppe wieder beschleunigt wird. Die Geschwindigkeiten verhalten sich erneut umgekehrt proportional zur Abflusstiefe. Vor einer Hügelkuppe wird das Wasser aufgestaut, die Abflusstiefe nimmt zu und die Fließgeschwindigkeit ab. Auf bzw. nach der Hügelkuppe nimmt die Abflusstiefe ab und die Fließgeschwindigkeit nimmt erneut zu.

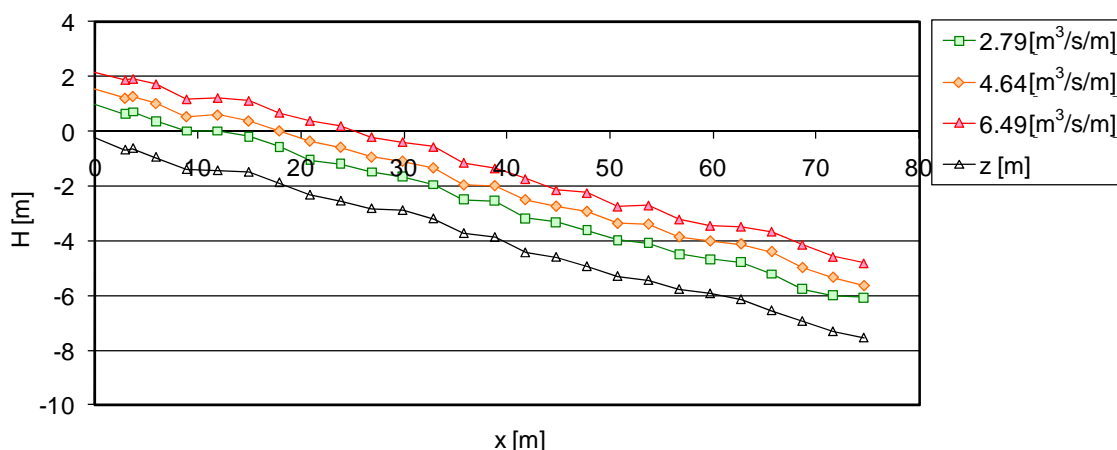


Abb. 42: Energiehöhen ($z + h + v^2/2g$) entlang der Rampenachse für die mäanderförmige Rampe mit 10 % Neigung.

Die Energiehöhen der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung verlaufen auf den ersten Blick parallel (Abb. 43). Beim genaueren Betrachten erkennt man aber, dass die Energiehöhen für grössere Abflüsse mehr Schwankungen

aufweisen, als jene für tiefere Abflüsse. Wie schon bei den vorherigen Rampen ist auch hier ein umgekehrt proportionales Verhalten von Abflusstiefe und Fließgeschwindigkeit erkennbar (Abb. 96). Eine klare Beschleunigung auf den ersten fünf Metern der Rampe ist nur für grössere Abflüsse (ab $4.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$) zu beobachten. Sie geht über in eine sofortige Verminderung der Geschwindigkeiten bedingt durch einen Hügel. Zwischen Rampenmeter 45 und 55 ist lokal eine gegenüber dem Rest der Rampe erhöhte Neigung zu erkennen, welche sich für grössere Abflüsse umso ausgeprägter durch eine Erhöhung der Geschwindigkeiten und eine Verminderung der Abflusstiefe auszeichnet.

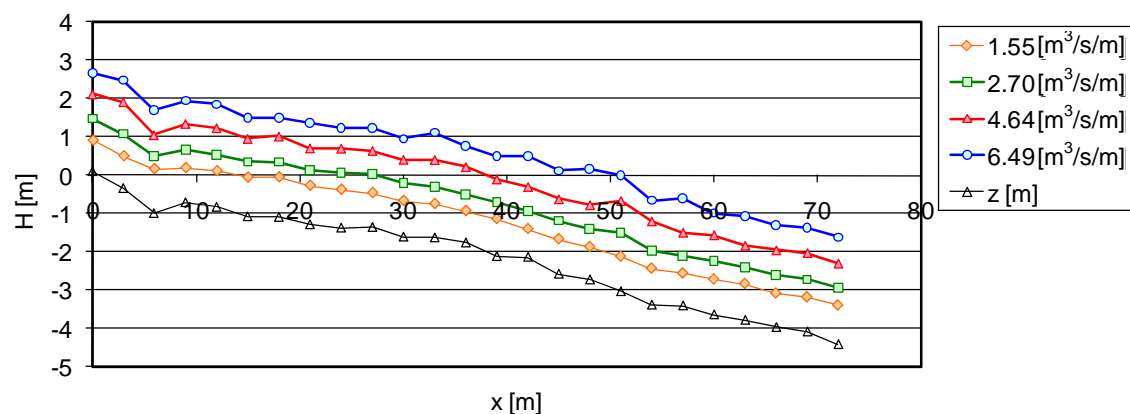


Abb. 43: Energiehöhen ($z + h + v^2/2g$) entlang der Rampenachse für die mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung.

4.3.5 Zusammenfassung aller Messwerte

Im folgenden Abschnitt werden alle Messwerte mit Verteilungskurven zusammengefasst. Die Mittelwerte und Standardabweichungen sind aus Tab. 7 ersichtlich. Die durchschnittlichen Abflusstiefen, wie auch die Geschwindigkeiten, nehmen für alle vier untersuchten Rampen mit steigendem Abfluss zu. Dasselbe gilt für Verhältnisse der kinetischen Energie zur Abflusstiefe. Die Standardabweichungen der Abflusstiefen liegen für die Rampe mit Querriegel und die beiden mäanderförmigen Rampen nahe beieinander und ändern sich kaum für verschiedene Abflüsse. Nur die monotone Rampe besitzt geringere Standardabweichungen. Für die Fließgeschwindigkeiten nehmen die Standardabweichungen nur auf der monotonen Rampe und der Rampe mit Querriegeln mit zunehmendem Abfluss zu. Auf den beiden mäanderförmigen Rampen weisen die kleineren und grösseren Abflüsse geringere Standardabweichungen auf als die mittleren Abflüsse.

Tab. 7: Mittelwert μ und Standardabweichung σ der Messresultate.

	Monoton10%			Querriegel6%				Mäander10%			Mäander6%			
Abfluss q [m³/s/m]	2.7	5.0	6.5	1.0	1.5	2.0	2.7	2.7	4.6	6.5	1.5	2.7	4.6	6.5
z [m]														
μ	0.0			0.0				0.0			0.0			
σ	0.22			0.38				0.45			0.44			
h [m]														
μ	0.6	0.9	1.0	0.6	0.8	0.8	0.9	0.8	1.0	1.2	0.7	0.9	1.1	1.3
σ	0.23	0.23	0.23	0.36	0.36	0.36	0.35	0.41	0.42	0.42	0.38	0.40	0.39	0.37
v [m/s]														
μ	4.2	5.6	6.6	1.5	2.0	2.2	3.0	3.2	4.3	5.3	2.1	3.0	4.2	5.2
σ	0.61	0.62	0.68	0.63	0.69	0.73	0.88	1.31	1.39	1.34	0.93	1.13	1.09	1.04
(v²/2g)/h [-]														
μ	1.9	2.0	2.4	0.3	0.4	0.5	0.6	1.0	1.3	1.5	0.6	0.7	1.0	1.3
σ	1.26	0.79	0.84	0.39	0.45	0.46	0.55	1.19	1.02	1.08	0.67	0.79	0.71	0.81

Die Mittelwerte der Fließgeschwindigkeiten v aller gemessenen Punkte sind in Abb. 44 in Funktion des spezifischen Abflusses grafisch dargestellt. Die vertikalen Linien bezeichnen die entsprechenden Standardabweichungen des jeweiligen Mittelwerts. Auffallend ist, dass der Einfluss der Neigung um einiges geringer ist als die Morphologie der Rampe, denn die Mittelwerte der in der Neigung variierenden Rampen Mäander10% und Mäander6% liegen viel näher beieinander als die Mittelwerte der morphologisch sehr unterschiedlichen Rampen Monoton10% und Mäander10%. Dieser Effekt vermindert sich leicht mit abnehmendem Abfluss.

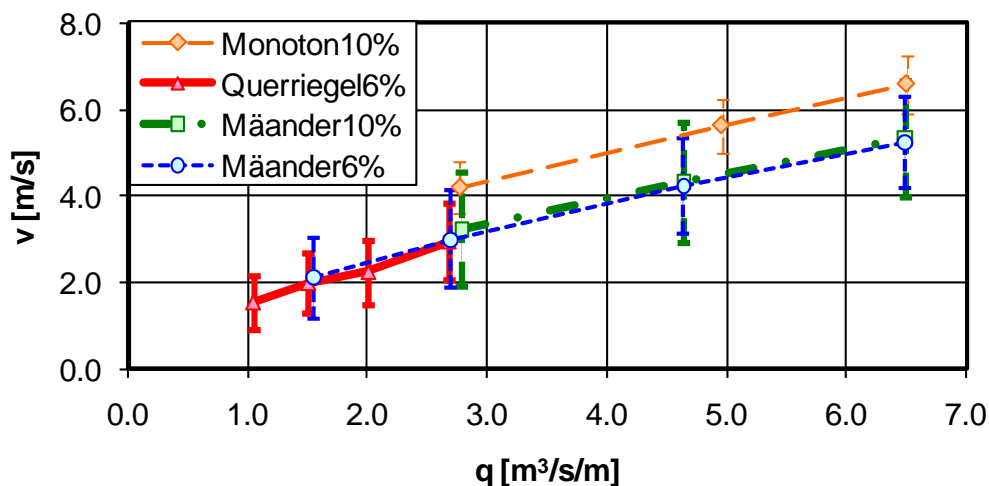


Abb. 44: Durchschnittliche Geschwindigkeiten für alle Abflüsse und Rampentypen mit den jeweiligen Standardabweichungen.

Die Mittelwerte der Abflusstiefen h in Funktion des spezifischen Abflusses aller gemessenen Punkte sind in Abb. 45 grafisch dargestellt. Die vertikalen Linien bezeichnen wiederum die entsprechenden Standardabweichungen des

jeweiligen Mittelwerts. Hier scheint im Gegensatz zu den Fliessgeschwindigkeiten die Neigung der Rampe eine etwas wichtigere Rolle zu spielen. Die Mittelwerte der sich vor allem in der Neigung unterscheidenden Rampentypen Mäander10% und Mäander6% liegen weiter auseinander, als dies bei den Fliessgeschwindigkeiten der Fall war. Aber die Unterschiede der Mittelwerte der beiden Rampen mit 10 % Neigung und verschiedenen Morphologien sind immer noch grösser. Das bezeugt, dass auch die Abflusstiefen stärker durch die Morphologie beeinflusst werden als durch die Neigung.

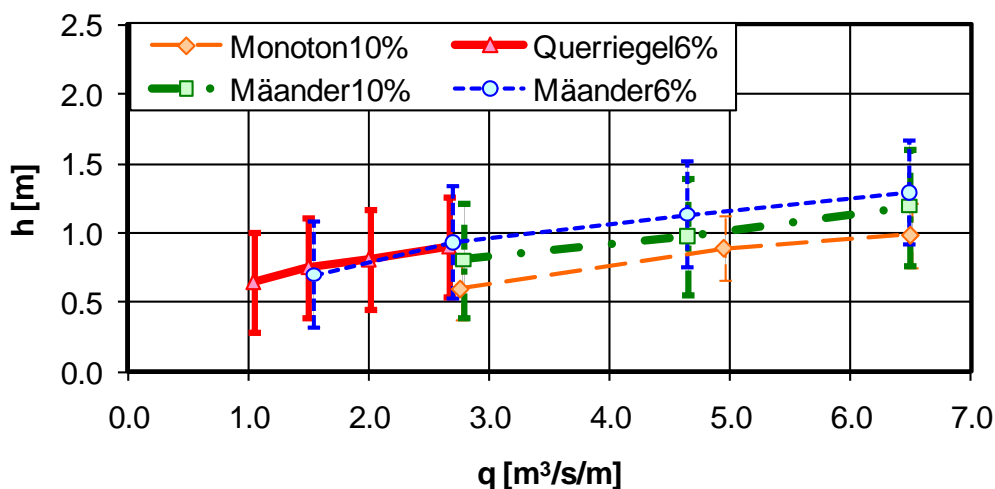


Abb. 45: Durchschnittliche Abflusstiefen für alle Abflüsse und Rampentypen mit den jeweiligen Standardabweichungen.

Im Anhang 5 und 6 sind alle Resultate mit Verteilungskurven dargestellt.

4.4 Vergleich der gemessenen Abflussverhältnisse

Von allen Messungen wurden die statistischen Verteilungen analysiert und die Verteilungskurven (Anhang 5 und Anhang 6) miteinander verglichen. Bei den summierten Verteilungskurven (Überschreitungswahrscheinlichkeiten) werden alle Mittelwerte recht gut durch den Median (Wert bei $y = 50\%$) repräsentiert. Der jeweilige Fehler, bezogen auf den exakten Mittelwert, beträgt meistens ungefähr 1 % und maximal 5 %.

Im folgenden Kapitel werden die statistischen Verteilungen der Messungen aller untersuchten Blockrampen für einen gemessenen spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ miteinander verglichen. Wie erwähnt, geht es um die Bestimmung der oberen Abflussgrenze für die Fischdurchgängigkeit, für welche die Fliessgeschwindigkeiten ausschlaggebend sind. Deshalb wird nachfolgend

auch der Einfluss der Neigung, sowie der Einfluss der verschiedenen Abflüsse auf die Fliessgeschwindigkeiten diskutiert.

4.4.1 Topographie

Erwartungsgemäss ist die statistische Verteilung der Morphologie für die monotone Rampe mit 10 % Neigung sehr steil. Anhand der Verteilungskurven (Abb. 46) ist die monotone Verteilung der monotonen Rampe gut ersichtlich. Die Morphologie (z- Werte) dieser Rampe sind am schmalsten gestreut (Standardabweichung ± 0.22 m). Die summierte Verteilungskurve weist für diese Rampe die steilste Steigung auf, was ebenfalls auf eine schmale Streuung hinweist. Die Streuung der Morphologie der drei anderen Rampen liegt im gleichen Rahmen, wobei die aufgelöste Rampe mit 6 % Neigung geringfügig schmaler gestreut ist (± 0.38 m), als die mäanderförmige Rampe mit 10 % Neigung (± 0.45 m) und mit 6 % Neigung (± 0.44 m).

4.4.2 Abflusstiefen

Die Verteilung der Abflusstiefen (Abb. 47) folgt erwartungsgemäss derjenigen der Morphologie (Abb. 46). Die Abflusstiefen der monotonen Rampe haben erneut die schmalste Verteilung (± 0.23 m). Die Variation der Abflusstiefen der restlichen drei Rampen liegt in der gleichen Grössenordnung, wobei die Abflusstiefen der Rampe mit Querriegel geringfügig schmaler gestreut sind (± 0.35 m) als jene der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung (± 0.41 m) respektive 6 % Neigung (± 0.40 m). Das kann auch anhand der Steigungen der summierten Verteilungskurven (Abb. 47) beobachtet werden.

Die grössten mittleren Abflusstiefen wurden auf der Rampe mit Querriegel und der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung gemessen und sind entsprechend 0.90 und 0.94 m. Die mäanderförmige Rampe mit 10 % Neigung hat eine mittlere Abflusstiefe von 0.81 m. Die geringste mittlere Abflusstiefe wurde auf der monotonen Rampe gemessen und beträgt 0.60 m. Die Mittelwerte können auf Tab. 7 Seite 59 konsultiert werden oder für den spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ grafisch auf der oberen Hälfte von Abb. 47.

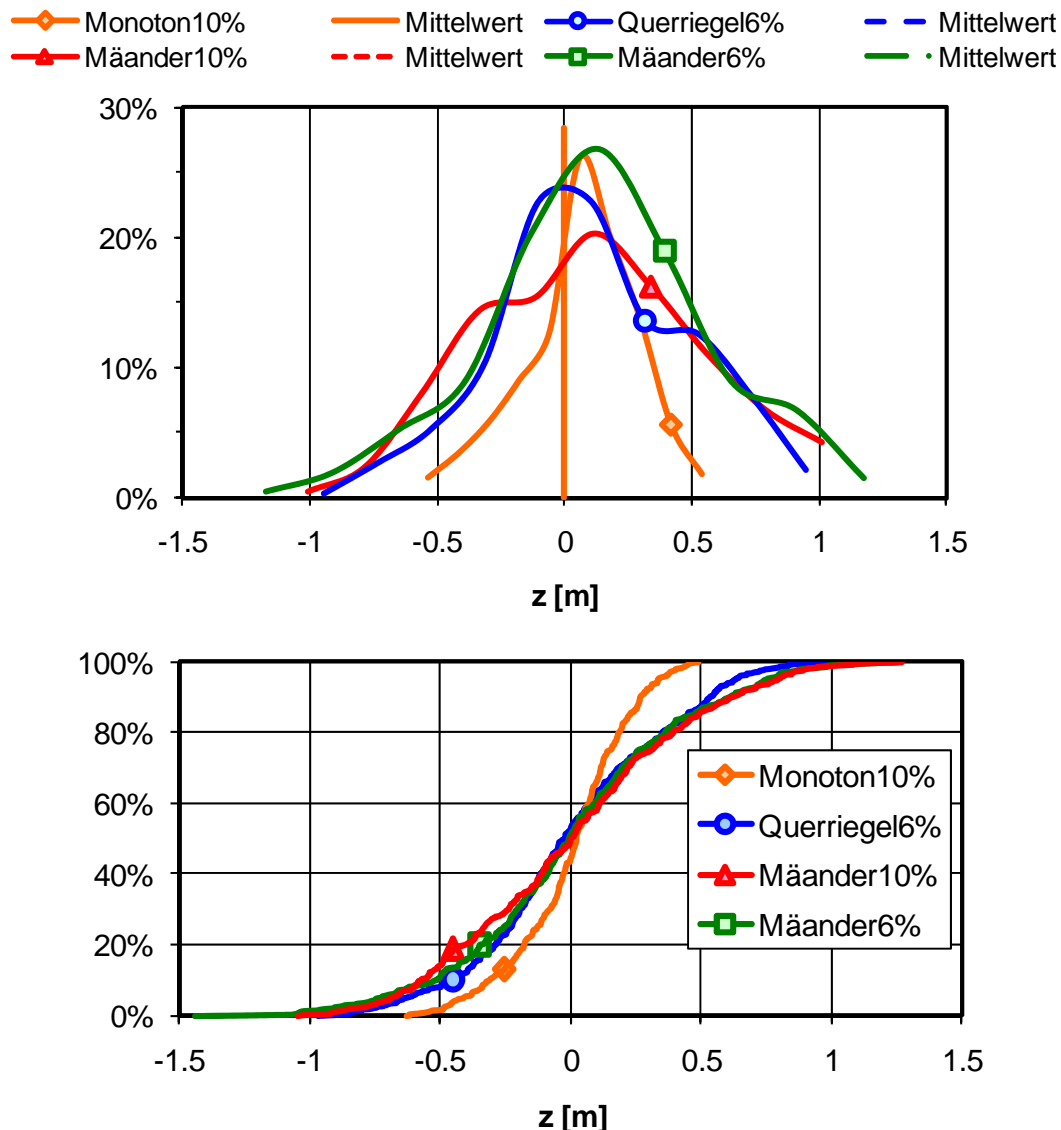


Abb. 46: Verteilungskurven (oben) und summiert Verteilungskurven (Überschreitungswahrscheinlichkeiten) (unten) der Morphologie der untersuchten Rampentypen für den spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

4.4.3 Geschwindigkeiten

Bei den Abflusstiefen wurde festgestellt, dass sie für die gemessenen Abflussverhältnisse keine Schwierigkeiten darstellen bezüglich Minimalwerte für die Fischdurchgängigkeit, da die Werte fast durchwegs grösser als 0.2 m sind. Die Fliessgeschwindigkeiten dagegen erweisen sich als entscheidend. Deshalb werden im folgenden Teil die Geschwindigkeiten etwas genauer analysiert und der Einfluss der Neigung diskutiert. Im zweiten Teil folgt eine Diskussion über den Einfluss der Grösse des Abflusses und im dritten Teil der Vergleich der Geschwindigkeiten im Allgemeinen.

◆ Monoton10% — Mittelwert ○ Querriegel6% - - - Mittelwert
▲ Mäander10% - - - Mittelwert ■ Mäander6% - · - Mittelwert

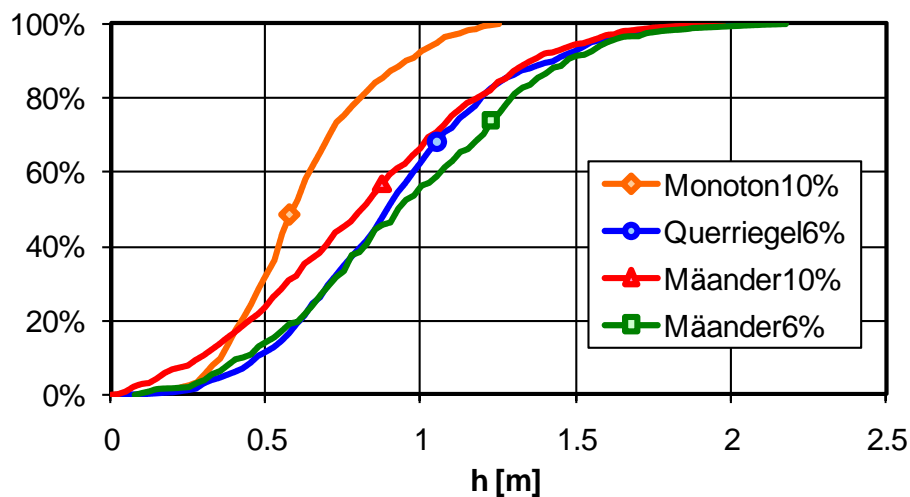
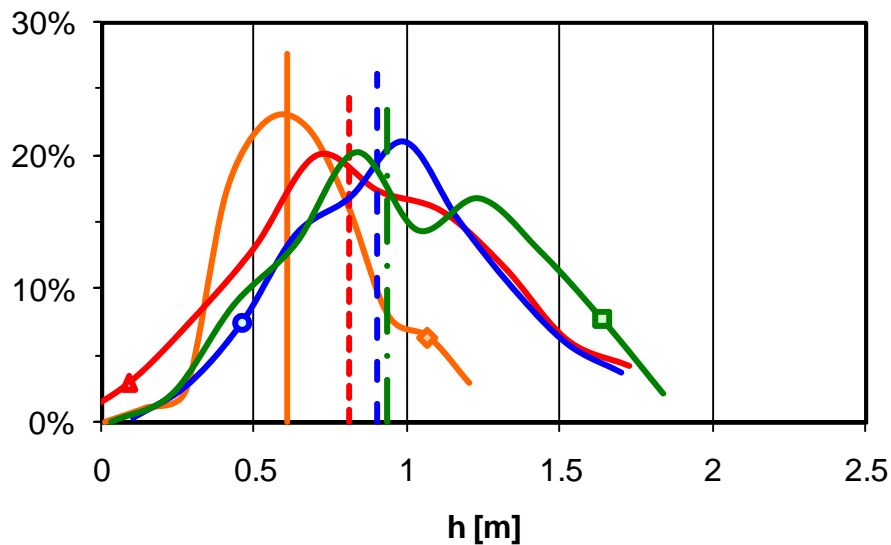


Abb. 47: Verteilungskurven und summierte Verteilungskurven (Überschreitungswahrscheinlichkeiten) der Abflusstiefen der untersuchten Rampentypen für den spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

a) Einfluss der Neigung auf die Geschwindigkeiten

Die ersten 25 m der mäanderförmigen Rampentypen mit 10 bzw. 6 % Neigung weisen ähnliche Geometrien auf. Somit kann der Einfluss der Neigung auf den ersten 25 m dieser beiden Rampen analysiert werden. Für den geringeren Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ liegt die mittlere Fließgeschwindigkeit der Rampe mit 6 % um 0.38 m/s tiefer als jene des Rampe mit 10 % Neigung. Für die grösseren Abflüsse von $4.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ und $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ liegen sie jeweils 0.15 m/s

tiefer. Die Standardabweichungen sind jeweils etwas grösser auf der Rampe mit der flacheren Neigung. Sie variiert auf den ersten 25 m für die beiden Neigungen um 0.06 m/s für den Abfluss von 2.7 m³/s/m und um 0.14 m/s für den grössten Abfluss von 6.5 m³/s/m (Tab. 8). Es zeigt sich klar, dass die Fliessgeschwindigkeiten mit abnehmender Neigung vermindert werden. Je geringer der Abfluss, desto ausgeprägter ist diese Erscheinung. Auf Abb. 51 sind die Mittelwerte der Geschwindigkeiten für verschieden Abflüsse und die Neigungen von 6 % bzw. 10 % dargestellt. Durch polynomiale Regression zweiten Grades wurden die Tendenzen der Mittelwerte ermittelt und bis zu einem Abfluss von 1.0 m³/s/m dargestellt. Somit kann graphisch die zu erwartende mittlere Geschwindigkeit für die Neigung von 6 % aus Messungen bei 10 % Neigung, bzw. für die Neigung von 10 % aus Messungen bei 6 % Neigung ermittelt werden.

Tab. 8: Unterschiede in Bezug auf die Neigung auf den ersten 25 m der Rampe.

	Mäander10%			Mäander6%			Differenz Mäander10% - Mäander6%		
Abfluss q [m ³ /s/m]	2.7	4.6	6.5	2.7	4.6	6.5	2.7	4.6	6.5
v [m/s]									
μ	3.24	4.26	5.17	2.86	4.11	5.02	0.38	0.15	0.15
σ	1.01	1.00	0.92	1.07	1.10	1.06	-0.06	-0.09	-0.14
min	0.6	1.1	2.6	0.1	0.2	0.4	0.5	0.9	2.2
max	5.1	5.9	7.8	4.8	6.1	6.9	0.4	-0.2	1.0

Auf Abb. 48 ist zu erkennen, dass auf den ersten 25 m die Fliessgeschwindigkeiten bei der Rampe von 10 % Neigung klar grösser sind als bei der Rampe mit 6 % Neigung. Vor allem für grössere Abflüsse ist zu erkennen, dass die minimalen und maximalen Werte der Rampe mit geringerer Neigung klar tiefer sind.

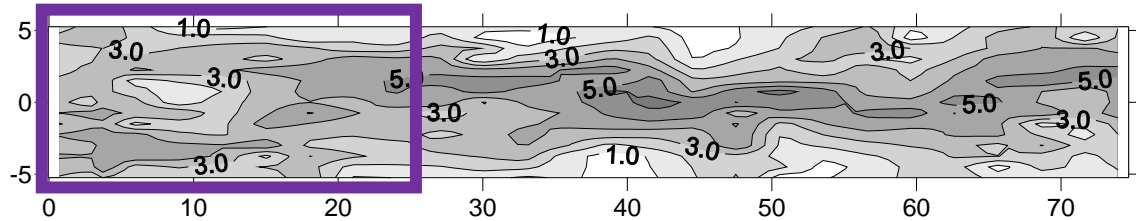
Die parallelen Verläufe der summierten Verteilungskurven (Abb. 49) bestätigen die Werte der Tab. 8 und zeigen, dass sich die Standardabweichungen der Fliessgeschwindigkeiten für geringere Abflüsse für eine andere Neigung weniger stark ändern als die Mittelwerte. Die Lage der Mittelwerte kann auch auf den Verteilungskurven Abb. 50 graphisch abgelesen werden. Für grössere Abflüsse verändern sich die Mittelwerte und Standardabweichungen wenig, jedoch werden die Werte im unteren und oberen Messbereich tendenziell höher.

b) Einfluss des Abflusses auf die Geschwindigkeiten

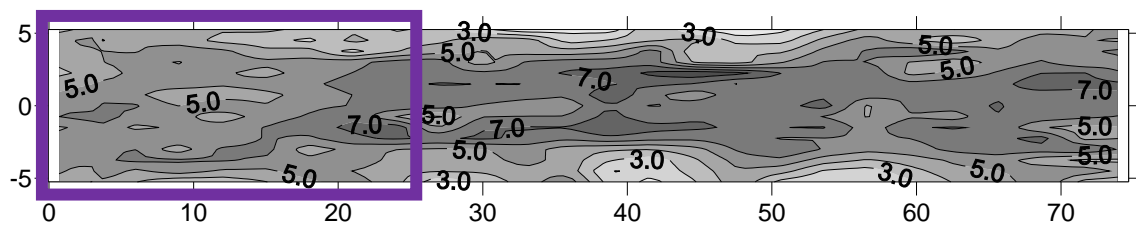
Anhand Abb. 52 ist ersichtlich, dass die Standardabweichungen mit zunehmendem Abfluss weit weniger variieren als die Mittelwerte. Die Steigung der Partien zwischen 15 % und 85 % der summierten Verteilungskurven ändert weniger stark als der Mittelwert. Des Weiteren fällt auf, dass die Extremwerte

(das heisst die Werte unterhalb 15 und oberhalb 85 %) mit zunehmendem Abfluss breiter gestreut werden.

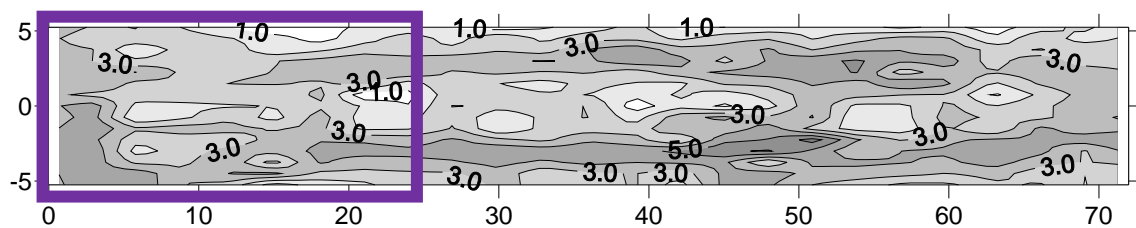
Mäander10%, $q = 2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$



Mäander10%, $q = 6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$



Mäander6%, $q = 2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$



Mäander6%, $q = 6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$

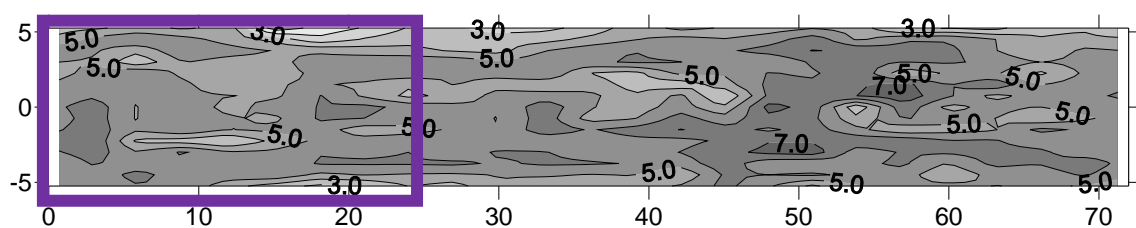


Abb. 48: Einfluss der Neigung auf die morphologisch ähnlichen 25 m am Anfang der mäanderförmigen Rampen mit 10 % bzw. 6 % Neigung.

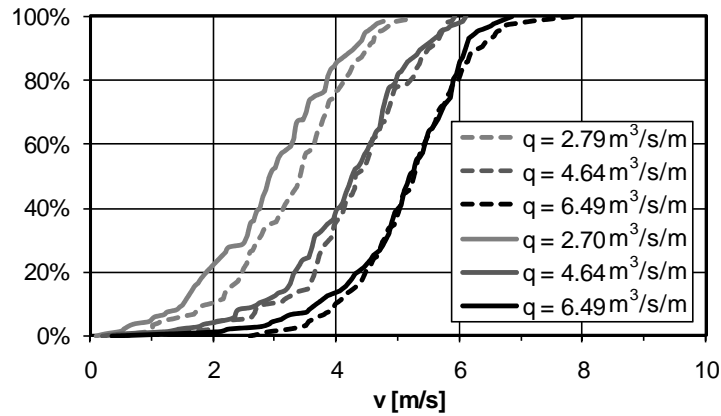


Abb. 49: Summierte Geschwindigkeitsverteilungen (Überschreitungswahrscheinlichkeiten) für die ersten 25 m der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung (unterbrochene Linien) und der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung (durchgezogene Linien).

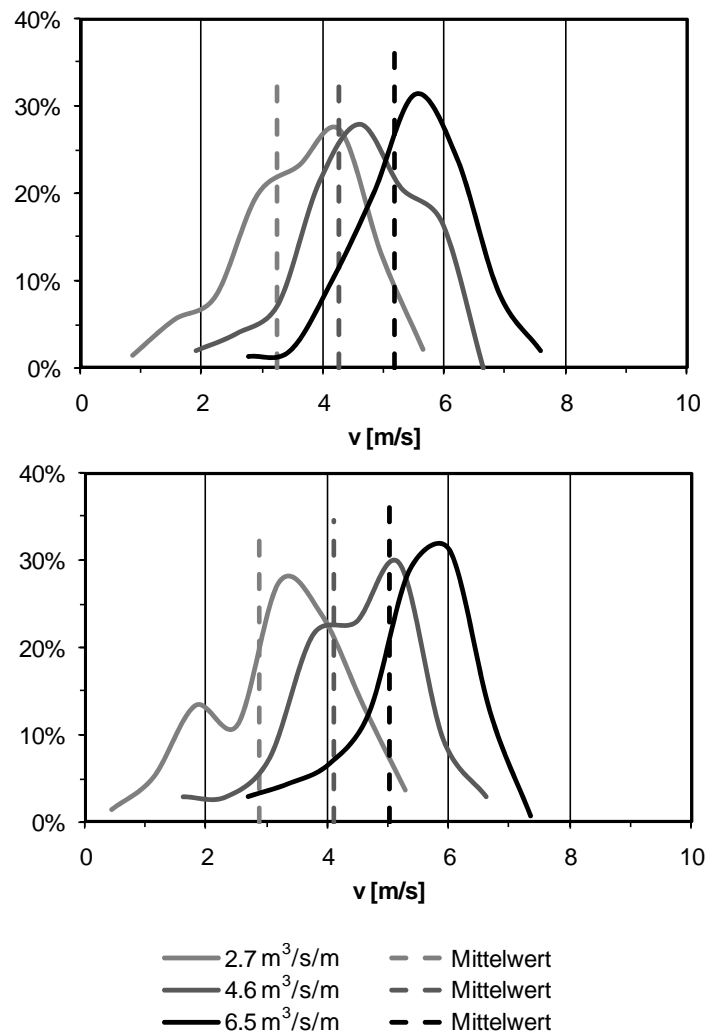


Abb. 50: Geschwindigkeitsverteilungen der mäanderförmigen Rampen auf den ersten 25 m für die 10 % Neigung (oben) und die 6 % Neigung (unten).

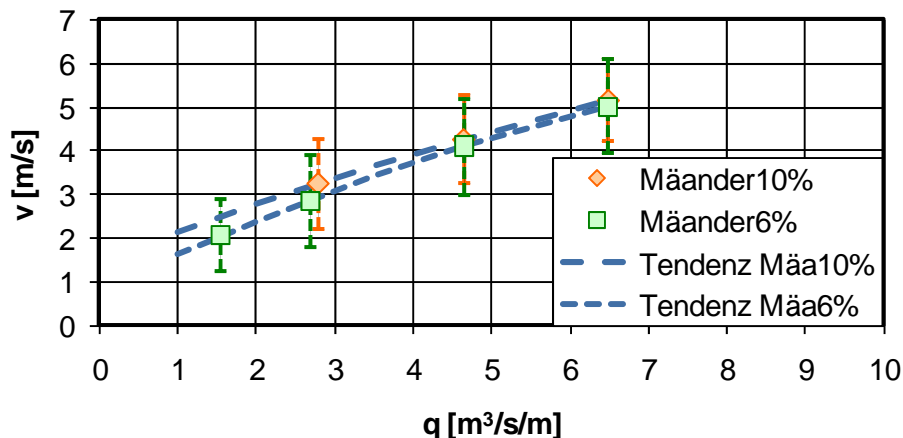


Abb. 51: Einfluss der Neigung auf die Mittelwerte der Geschwindigkeiten auf den morphologisch ähnlichen ersten 25 m der beiden mäanderförmigen Rampen mit 6 % bzw. 10 % Neigung.

Durch polynomiale Regression zweiten Grades der Werte aus Abb. 44 können die Tendenzen der Mittelwerte für die nicht gemessenen Abflüsse oder Neigungen eruiert werden. Diese Tendenzen sind für die mäanderförmigen Rampen auf Abb. 51 und Abb. 53 dargestellt. Aus Abb. 53 kann der für einen nicht gemessenen Abfluss zu erwartende Mittelwert der Fliessgeschwindigkeiten abgelesen werden. Auf Abb. 51 kann der Einfluss der Neigung auf die mittlere Fliessgeschwindigkeit eruiert werden. Durch Verschiebung der summierten Verteilungskurven auf die eruierten Mittelwerte, lassen sich die Überschreitungswahrscheinlichkeiten der nicht gemessenen Abflüsse abschätzen. Dabei wird angenommen, dass der Mittelwert dem Median entspricht. Aus diesen Abschätzungen werden die Schlussfolgerungen bezüglich Fischdurchgängigkeit gezogen. Abb. 54 zeigt ein Beispiel, wie die Überschreitungswahrscheinlichkeit für den nicht gemessenen spezifischen Abfluss von $1.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$ auf der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung durch Verschiebung der summierten Verteilungskurve des Abflusses $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$ auf die entsprechende Tendenz aus Abb. 53 eruiert werden kann. Somit wird erwartet, dass für den spezifischen Abfluss von $1.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$ auf der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung 44 % der Geschwindigkeiten unterhalb von 2 m/s liegen. Die daraus folgenden Konsequenzen bezüglich Fischdurchgängigkeit werden in Kapitel „4.5 Konsequenzen bezüglich Fischdurchgängigkeit“ erläutert.

c) Vergleich der Geschwindigkeiten auf der ganzen Rampe

Die Geschwindigkeitsverteilungen widerspiegeln die Morphologieverteilungen. Die grösste Streuung der Geschwindigkeiten für den Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$ konnte auf der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung beobachtet werden.

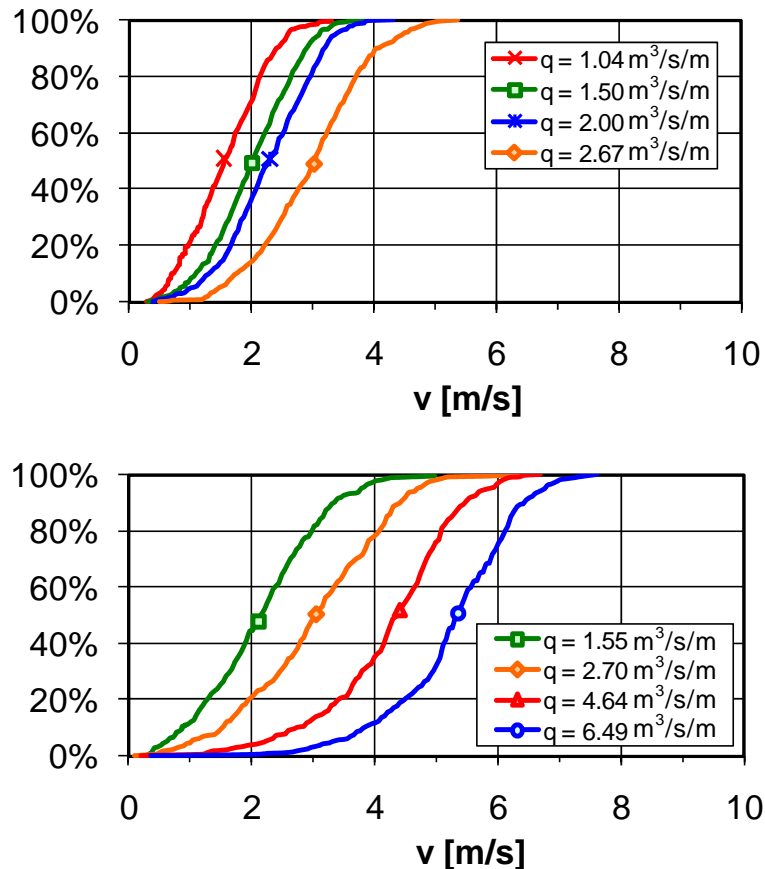


Abb. 52: Summierte Geschwindigkeitskurven (Überschreitungswahrscheinlichkeiten) für die Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung oben und die mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung unten.

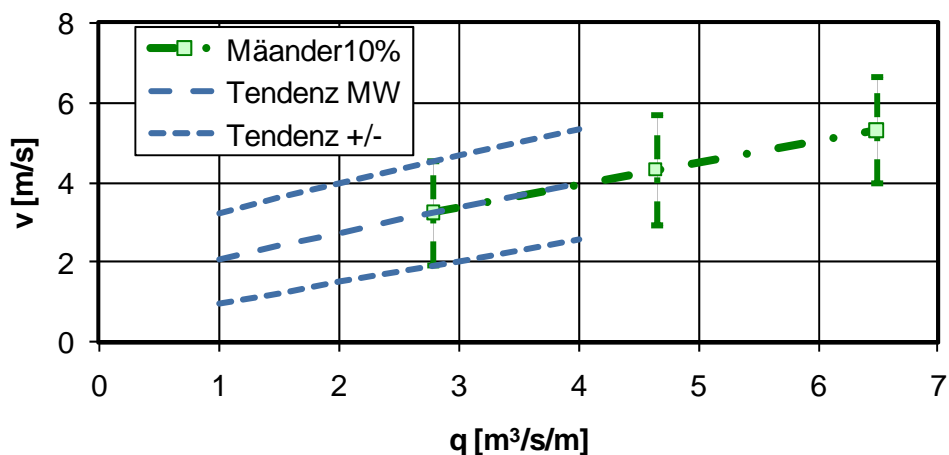


Abb. 53: Tendenzen der gemessenen mittleren Geschwindigkeiten (MW) und Standardabweichungen (\pm) auf der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung in Funktion des spezifischen Abflusses.

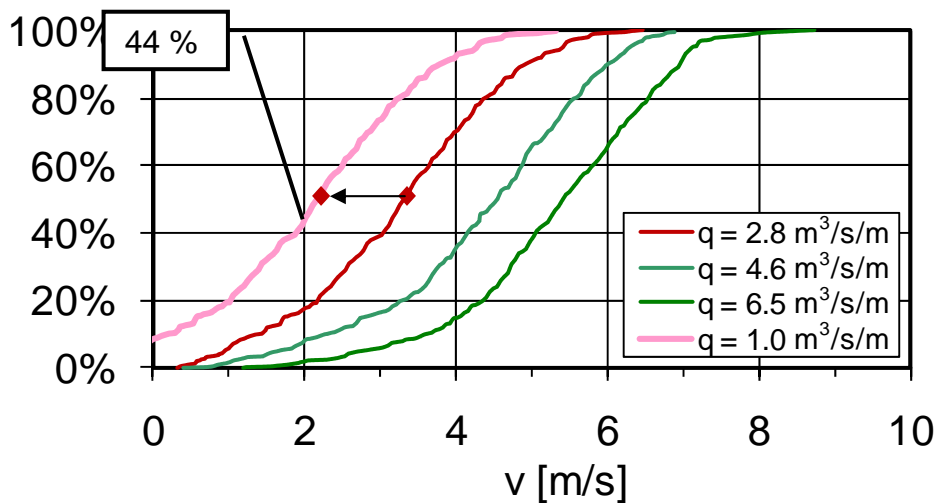


Abb. 54: Eruiierung der Überschreitungswahrscheinlichkeit für den nicht gemessenen spezifischen Abfluss von $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ auf der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung durch Verschiebung der summierten Verteilungskurve des Abflusses $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ auf die entsprechende Tendenz aus Abb. 53.

Die Neigung der summierten Verteilungskurve dieser Rampe (Abb. 55) ist am flachsten. Die Standardabweichung liegt bei $\pm 1.31 \text{ m/s}$. Die Streuung der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung ist geringer und beträgt $\pm 1.13 \text{ m/s}$, jene der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung $\pm 0.88 \text{ m/s}$ und die Geschwindigkeiten der monotonen Rampe mit 10 % Neigung sind am schmalsten gestreut. Ihre Standardabweichung beträgt $\pm 0.61 \text{ m/s}$ und die entsprechende summierte Verteilungskurve zeigt die grösste Steigung.

Die tiefsten Mittelwerte der Fliessgeschwindigkeiten desselben Abflusses ($2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$) konnten auf den beiden Rampen mit 6 % Neigung gemessen werden und liegen für die mäanderförmige als auch die Rampe mit Querriegel bei 3.0 m/s . Der Mittelwert der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung ist geringfügig höher und liegt bei 3.2 m/s , die grössten Fliessgeschwindigkeiten wurden eindeutig auf der monotonen Rampe mit 10 % Neigung gemessen. Ihr Mittelwert lag bei 4.2 m/s .

4.4.4 Verhältnisse der kinetischen Energie zur Abflusstiefe

Wie schon im Kapitel „4.3.3 Verhältnis von kinetischer Energie zur Abflusstiefe“ beschrieben, konnten für höhere Abflüsse auch höhere Verhältnisse von kinetischer Energie zur Abflusstiefe gemessen werden. Die Streuung der gemessenen Verhältnisse beschreibt ein zu den Abflusstiefen und den Fliessgeschwindigkeiten entgegengesetztes Verhalten und ist grösser für eine

monotone, steile Rampe und kleiner für eine strukturierte, flache Rampe. Für die monotone Rampe ergeben sich die breitesten Verteilungen (Abb. 56).

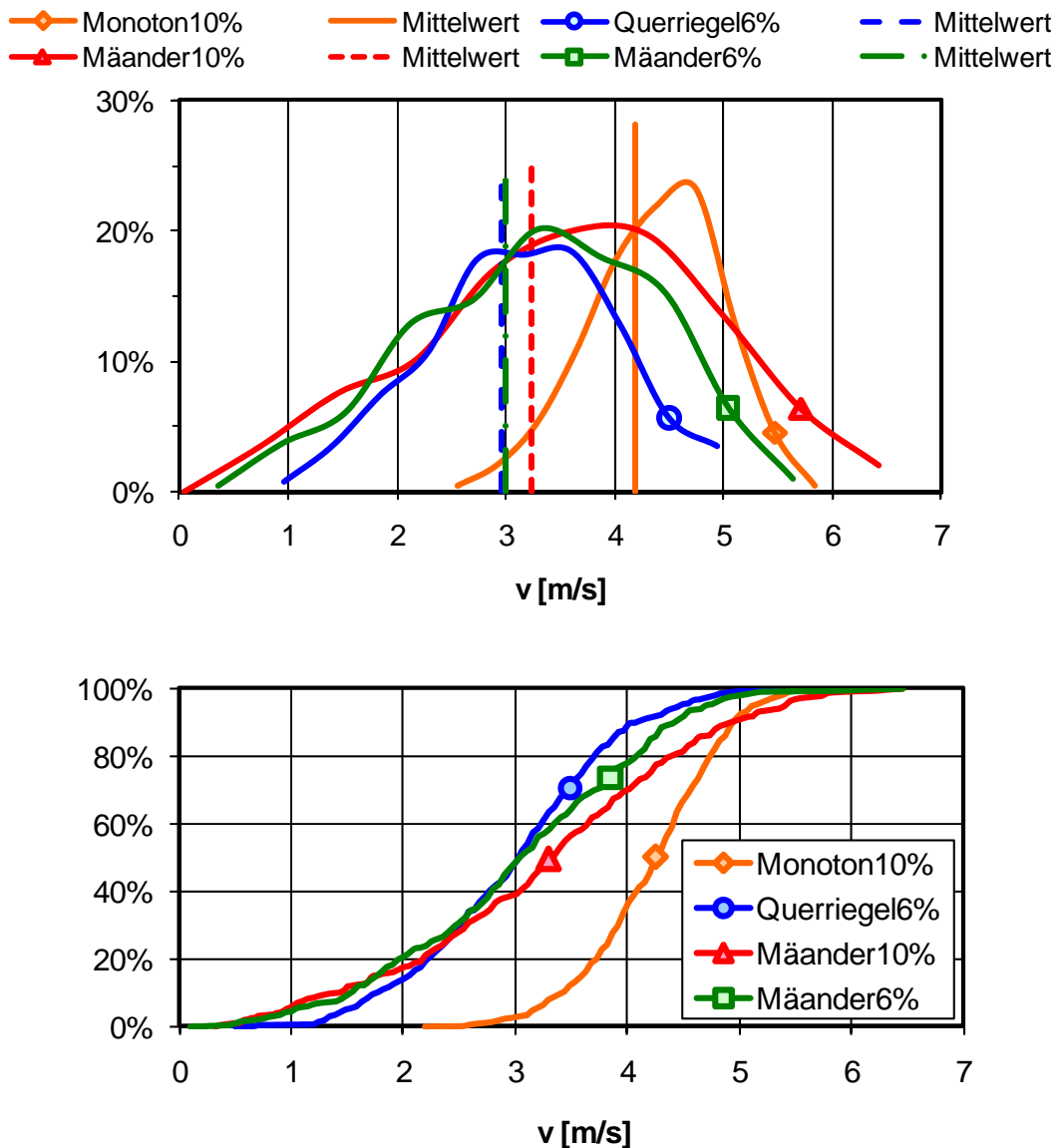


Abb. 55: Verteilungskurven (oben) und summierte Verteilungskurven (Überschreitungswahrscheinlichkeiten; unten) der Geschwindigkeiten der untersuchten Rampentypen für den spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

In Bezug auf die Forellendurchgängigkeit konnte beobachtet werden, dass je geringer das Verhältnis von kinetischer Energie zur Wassertiefe, umso grösser die Wahrscheinlichkeit, dass die Kriterien der minimalen Abflusstiefe (0.2 m) und der maximalen Fliessgeschwindigkeit (2 m/s) gleichzeitig eingehalten sind. Es war ersichtlich, dass 95 % aller Messpunkte, welche die minimale Abflusstiefe und gleichzeitig die maximale Fliessgeschwindigkeit erfüllten, ein

Verhältnis zwischen 0 und 0.45 aufweisen. Deshalb wurden Verhältnisse grösser als 0.45 als ungünstig für eine Forellendurchgängigkeit betrachtet.

Die Rampe mit Querriegeln und die mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung zeigen eindeutig gute Bedingungen für eine Forellendurchgängigkeit.

Die Abb. 56 zeigt die Verteilungskurven und die summierten Verteilungskurven der Verhältnisse der kinetischen Energie zur Abflusstiefe.

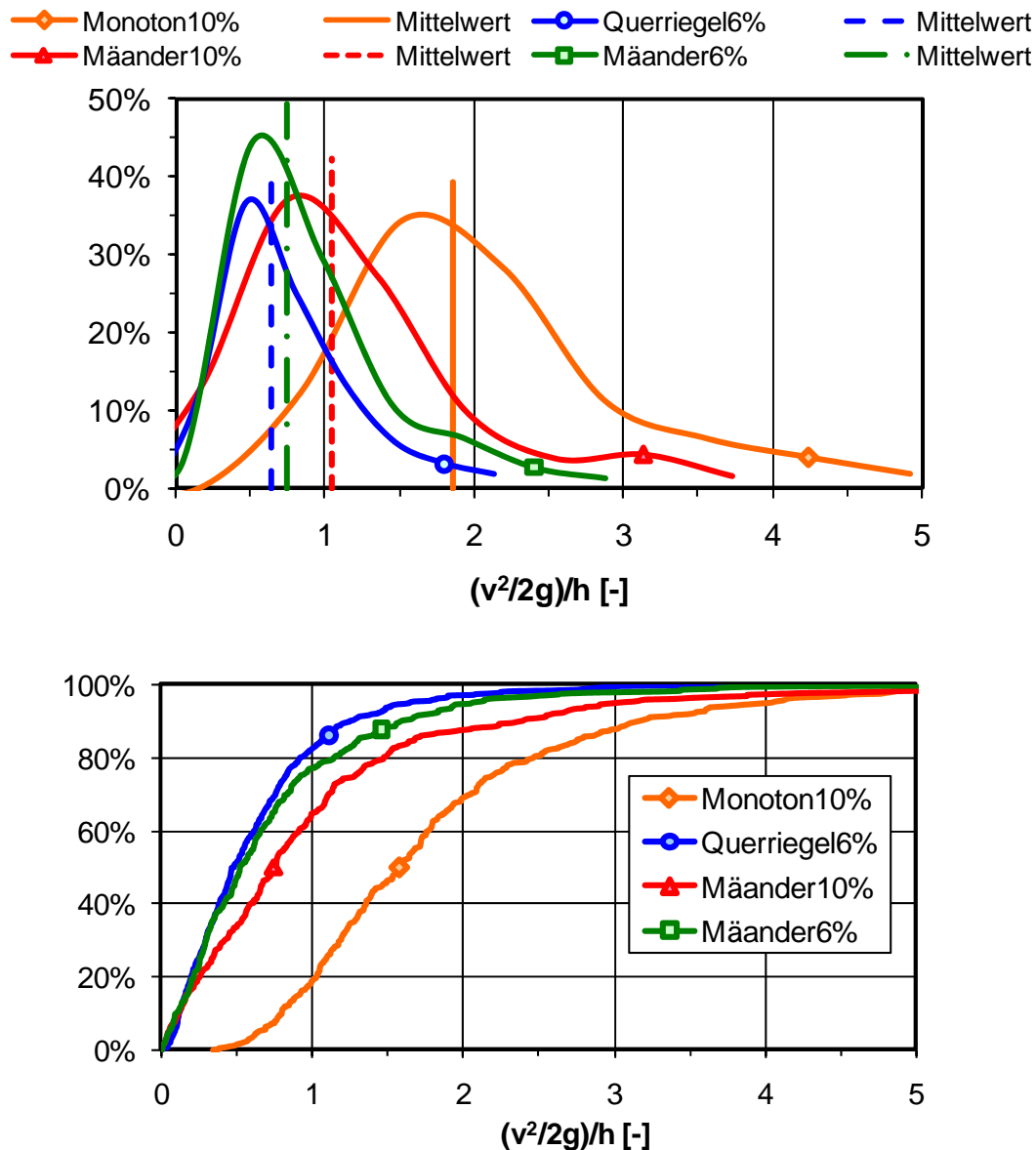


Abb. 56: Verteilungskurven und summierte Verteilungskurven (Überschreitungswahrscheinlichkeiten) der Verhältnisse von kinetischer Energie zur Abflusstiefe der untersuchten Rampentypen für den spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

4.4.5 Energiehöhen entlang der Rampenachse

Die Energielinien der monotonen Rampe mit 10 % Neigung (Abb. 40) verlaufen von 25 m an parallel. Zwischen 0 und 35 m werden ihre Abstände gegen den Rampenursprung hin kleiner, was einer Beschleunigungsstrecke entspricht. Die mittlere Neigung der Energielinie beträgt 9.8 %, 9.5 % und 8.7 % für die entsprechenden spezifischen Abflüsse von $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$, $5.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$ und $6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$. Die mittlere Neigung der Rampe ist grösser als die Neigungen der Energielinien und beträgt 10.0 %.

Die Energielinien der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung (Abb. 41) der drei kleineren Abflüsse verlaufen über die ganze Rampenlänge parallel zueinander, während die Energielinie des grössten Abflusses zu Beginn der Rampe einen anderen Verlauf nimmt und danach parallel zu den anderen Abflüssen verläuft. Die mittlere Neigung der Energielinien beträgt 6.5 %, 6.0 %, 5.9 % und 5.9 % für die entsprechenden spezifischen Abflüsse von $1.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$, $1.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$, $2.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$ und $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$. Dabei beträgt die mittlere Neigung der Rampe 6.0 %.

Über die ganze Rampenlänge parallel verlaufen auch die Energielinien der mäandrierförmigen Rampe mit 10 % Neigung (Abb. 42). Die mittlere Neigung der Energielinien beträgt 9.4 %, 9.6 % und 9.3 % für die entsprechenden spezifischen Abflüsse von $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$, $4.6 \text{ m}^3/\text{s/m}$ und $6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$. Die mittlere Neigung der Rampe ist mit 9.8 % erneut grösser als die Neigungen der Energielinien.

Die Energielinien der mäandrierförmigen Rampe mit 6 % Neigung (Abb. 43) haben eine Neigung von 6.0 %, 6.1 %, 6.1 % und 6.0 % für die entsprechenden spezifischen Abflüsse von $1.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$, $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$, $4.6 \text{ m}^3/\text{s/m}$ und $6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$. Die mittlere Neigung der Rampe ist wie bei der monotonen Rampe und der mäandrierförmigen Rampe mit 10 % Neigung grösser als die Neigungen der Energielinien und beträgt 6.3 %.

Basierend auf den Neigungen der Energielinien kann somit zusammengefasst werden, dass für alle gemessenen Rampentypen die Steigung der Energielinie mit zunehmendem Abfluss abnimmt, und somit die relative Energiedissipation mit zunehmendem Abfluss abnimmt.

4.5 Konsequenzen bezüglich Fischdurchgängigkeit

Wie im Kapitel 4.4.3 beschrieben wurde, konnte festgestellt werden, dass die Abflusstiefen für die gemessenen Abflussverhältnisse keine Schwierigkeiten

darstellen bezüglich Minimalwerte (0.2 m) für die Fischdurchgängigkeit. Die Fliessgeschwindigkeiten dagegen erweisen sich als entscheidend für die Fischdurchgängigkeit. Deshalb werden im folgenden Teil die verschiedenen Flächenverteilungen der Geschwindigkeiten der durchgängigen Rampen und Abflüsse analysiert und, die für die Forellen durchgängigen Bereiche, hervorgehoben.

Die klassisch gesetzte Blockrampe mit 10 % Neigung ist für die gemessenen Abflüsse (2.7 bis 6.5 m³/s/m) nicht durchgängig. Zwar lagen mehr als 98 % aller Abflusstiefen über dem minimalen Wert von 0.2 m, jedoch waren die gemessenen Geschwindigkeiten überall weit über der maximalen Fliessgeschwindigkeit für Forellen (2 m/s). Es wurde die unter Kapitel 4.4.3 beschriebene Methode angewendet, um die Überschreitungswahrscheinlichkeiten für den nicht gemessenen spezifischen Abfluss von 1.0 m³/s/m bzw. die Neigung von 6 % zu eruieren. Somit ergäben sich für eine monotone Rampe mit 6 % Neigung und 1.0 m³/s/m Abfluss eine Rampenfläche von 22 %, welche das Kriterium der maximalen Fliessgeschwindigkeit für Forellen (2 m/s) einhalten würde. Derselbe Wert wurde auf der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung und 2.7 m³/s/m Abfluss gemessen, welche nicht durchgängig war. Die monotone Rampe wird somit, weder für eine Neigung von 6 %, noch für eine Neigung von 10 % für sämtliche Abflüsse als nicht durchgängig eingestuft.

Die obere Hälfte der aufgelösten, strukturierten Rampen mit unregelmässigen Querriegel ist bis zu einem spezifischen Abfluss von $q = 1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ für Forellen durchgängig. Auf Abb. 57 ist ersichtlich, dass die Bereiche mit den eingehaltenen Kriterien auf der ganzen Rampenbreite verteilt sind. Die minimalen Abflusstiefen wurden bei 88 % der Messungen eingehalten und die maximalen Fliessgeschwindigkeiten bei 67 % der Messungen. Der regelmässige Teil ist bis zu einem spezifischen Abfluss von $q = 2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ durchgängig. Hier wurden die minimalen Abflusstiefen bei 95 % der Messungen eingehalten und die maximalen Fliessgeschwindigkeiten bei 56 % der Messungen. Auf Abb. 58 ist ersichtlich, dass sich die Bereiche mit den eingehaltenen Kriterien eher auf der linken Rampenhälfte befinden.

Die mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung ist bis zu einem spezifischen Abfluss von $q = 1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ durchgängig. Dabei wurden die minimalen Abflusstiefen bei 90 % aller Messungen eingehalten und die maximalen Fliessgeschwindigkeiten bei 45 % aller Messungen. Die durchgängigen Bereiche befinden sich in der Mitte und am Rand der Rampe (Abb. 59).

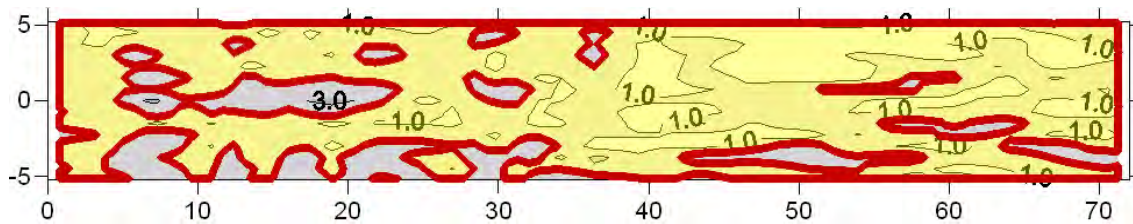


Abb. 57: Flächenverteilung der Fließgeschwindigkeiten in [m/s] für den spezifischen Abfluss von $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung; dicke Linie bezeichnet Bereiche mit Fließgeschwindigkeiten $\leq 2 \text{ m/s}$.

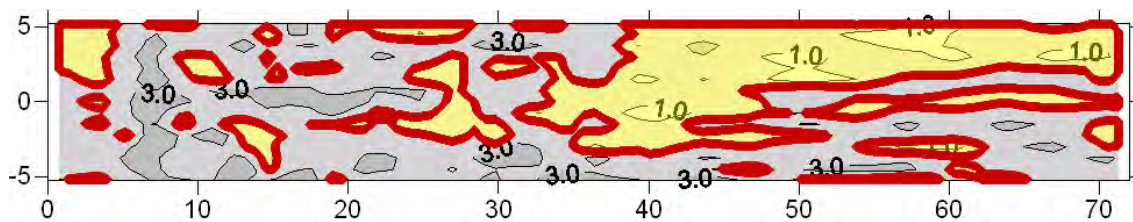


Abb. 58: Flächenverteilung der Fließgeschwindigkeiten in [m/s] für den spezifischen Abfluss von $2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung; dicke Linie bezeichnet Bereiche mit Fließgeschwindigkeiten $\leq 2 \text{ m/s}$.

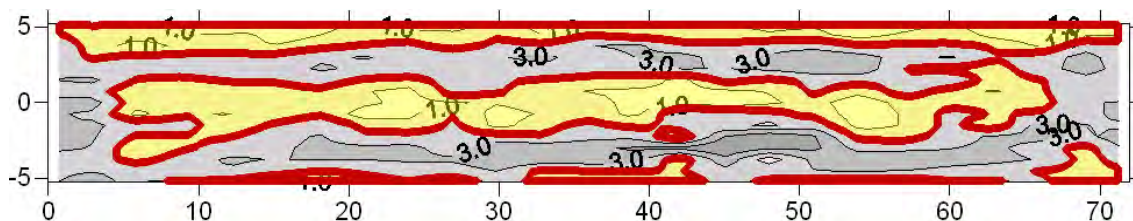


Abb. 59: Flächenverteilung der Fließgeschwindigkeiten in [m/s] für den spezifischen Abfluss von $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung; dicke Linie bezeichnet Gebiete mit Fließgeschwindigkeiten $\leq 2 \text{ m/s}$.

Auf der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung wurden höhere Abflüsse gemessen als auf der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung. Für die gemessenen Abflüsse war die mäanderförmige Rampe mit 10 % Neigung nicht durchgängig. Die Abb. 60 zeigt, dass es am Rand Bereiche gibt, welche die maximale Fließgeschwindigkeit von 2 m/s einhalten. Diese Bereiche sind jedoch nur isoliert vorhanden, was eine Durchgängigkeit von Rampenanfang bis Rampenende verhindert. Mit der unter Kapitel 4.4.3 beschriebenen Methode ist bei der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung zu erwarten, dass für einen spezifischen Abfluss von $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, 44 % aller Fließgeschwindigkeiten kleiner als 2 m/s sind (Abb. 54). Die gleiche Methode angewendet auf die Abflusstiefen ergibt, dass auf 88 % der Rampenfläche eine grössere Abflusstiefe als 0.2 m zu erwarten ist. Diese Werte liegen sehr nahe an jenen der mäanderförmigen Rampe mit der Neigung von 6 % und dem Abfluss von $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, welche als

durchgängig eingestuft wurde. Die Ähnlichkeit der Strömungsmuster dieser beiden Rampen lässt somit die Schlussfolgerung zu, dass die mäanderförmige Rampe mit 10 % Neigung bis zu einem spezifischen Abfluss von $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ durchgängig ist.

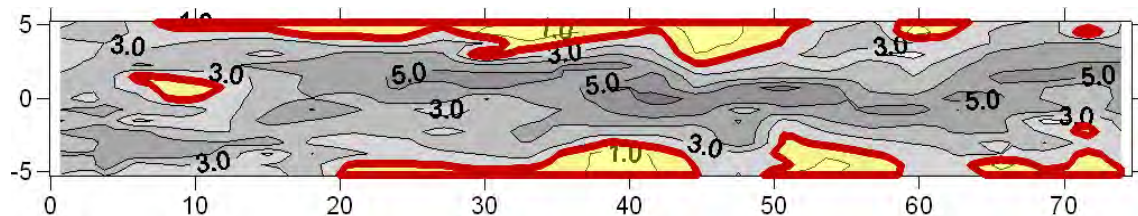


Abb. 60: Flächenverteilung der Fliessgeschwindigkeiten in [m/s] für den spezifischen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung; dicke Linie bezeichnet Gebiete mit Fliessgeschwindigkeiten $\leq 2 \text{ m/s}$.

Somit kann zusammengefasst werden, dass monotone Blockrampen die Durchgängigkeitskriterien für Forellen kaum erfüllen. Strukturierte Blockrampen sind wesentlich besser geeignet, indem optimale Verhältnisse für den Forellenaufstieg bei Neigungen bis 6 % für spezifische Abflüsse bis maximal $2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ und bei Neigungen bis 10 % für spezifische Abflüsse bis maximal $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ gewährleistet werden können.

5 Feldmessungen auf Blockrampen

Zusammen mit der Doktorantin Denise Weibel von der Eawag in Kastanienbaum wurden auf der Wyna bei Menziken zwei Blockrampen ausgemessen (siehe Abb. 61). Wie schon im Labor wurden die Morphologie, die Abflusstiefe und die Fliessgeschwindigkeiten gemessen. D.h. die Morphologie wurde mit einem Nivelliergerät erfasst, die Wassertiefen mit einer Messlatte und die Geschwindigkeiten mit einem elektromagnetischen Messflügel. Alle gemessenen Werte, als auch der Abfluss wurden auf einen Prototypen hochgerechnet, dessen d_{90} dem $d_{90,P}$ des Prototypen der Labormessungen entspricht. Das Vermessungsraster war 1 x 1 m.

Die erste Rampe war eine klassisch gesetzte Rampe dessen Blöcke mittels Beton befestigt wurden. Die Blockgrösse wurde auf 0.93 m geschätzt. Was einen Massstab von 1.43 gegenüber dem Prototypen der Laborversuche ergab. Die Neigung beträgt 13.4 % und der Abfluss somit $0.76 \text{ m}^3/\text{s}$. Was je nach Breitenprofil einem spezifischen Abfluss von 0.06 bis $0.08 \text{ m}^3/\text{s/m}$ entspricht. Die Länge der Rampe beträgt 9 m und die Breite 6 m. Das ergab 70 Messpunkte.

Die zweite Rampe war eine klassisch geschüttete Rampe. Die Blockgrösse wurde auf 1.10 m geschätzt, was einen Massstab von 1.21 gegenüber dem Prototypen der Laborversuche ergab. Die Neigung beträgt 7.7 % und der Abfluss $0.47 \text{ m}^3/\text{s}$. Dies entspricht je nach Breitenprofil einem spezifischen Abfluss von 0.09 bis $0.11 \text{ m}^3/\text{s/m}$. Die Länge der Rampe beträgt 14 m und die Breite je nach Morphologie der Ufer zwischen 4 und 7 m. Das ergab 98 Messpunkte.

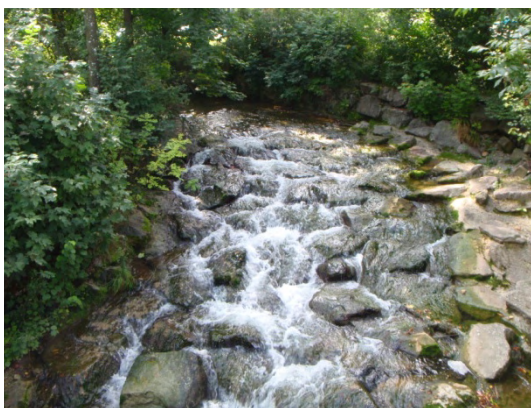


Abb. 61: Fotos der Blockrampen in Menziken; betoniert (links), geschüttet (rechts).

5.1 Morphologie

Die Morphologie der betonierten Rampe ist weniger rau als jene der geschütteten. Dies ist auch auf der graphischen Darstellung der Morphologie zu sehen (Abb. 62). Während die betonierte Rampe nur im unteren zentralen Teil eine markante Vertiefung (Pool) aufweist, konnten auf der geschütteten Rampe mehrere Vertiefungen entlang der Rampe im mittleren Bereich des Flussbetts gemessen werden. Die Randregionen beider Rampen wiesen tendenziell erhöhte Morphologiewerte auf. Bei der geschütteten Rampe ist zu erkennen, dass die Rampe mit zunehmender Länge breiter und dann wieder etwas schmaler wird.

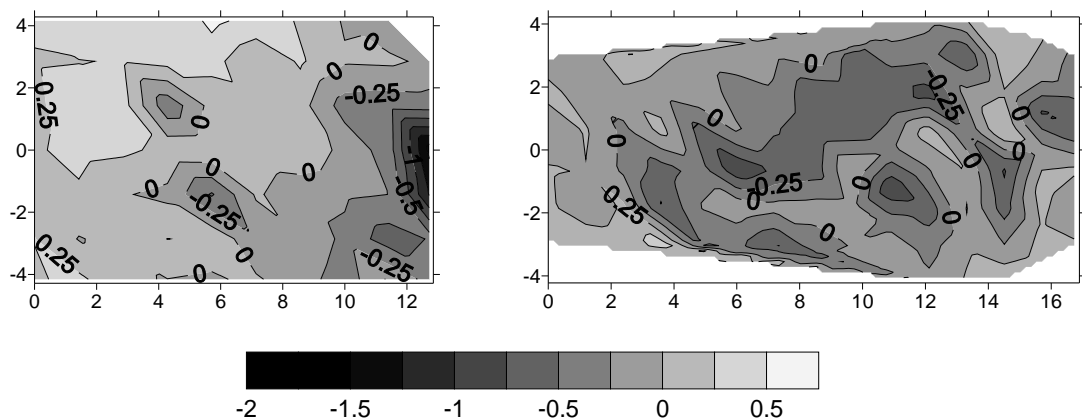


Abb. 62: Morphologie in [m] der Blockrampen bei Menziken: betoniert (links), geschüttet (rechts); Fliessrichtung von links nach rechts.

Die Mittelwerte der Morphologie (z-Werte) beider Rampen sind 0. Der Grund ist, dass die z-Koordinaten in Bezug auf eine zur Rampe parallelen Ebene durch ihren Mittelwert in Bezug zu dieser Ebene berechnet wurden. Auf Abb. 63 ist zu sehen, dass die Neigungen der summierten Verteilungskurven ähnlich sind. Somit sind die Standardabweichungen beider Rampen in derselben Grössenordnung. Für die betonierte Rampe ist sie mit ± 0.38 m geringfügig höher als für die geschüttete Rampe (± 0.32) m.

5.2 Abflusstiefen

Die Abflusstiefen zeigen für beide untersuchten Rampen vor allem im mittleren Bereich des Flussbetts Bereiche mit erhöhten Werten. Bei der betonierten Rampe ist erneut der Pool am unteren Ende der Rampe gut erkennbar (Abb. 64). Die geschüttete Rampe wurde bei etwa 40 % geringerem Abfluss gemessen als die betonierte Rampe. Trotzdem liegt ihre mittlere Abflusstiefe mit 0.31 m geringfügig höher als die 0.25 m der betonierten Rampe.

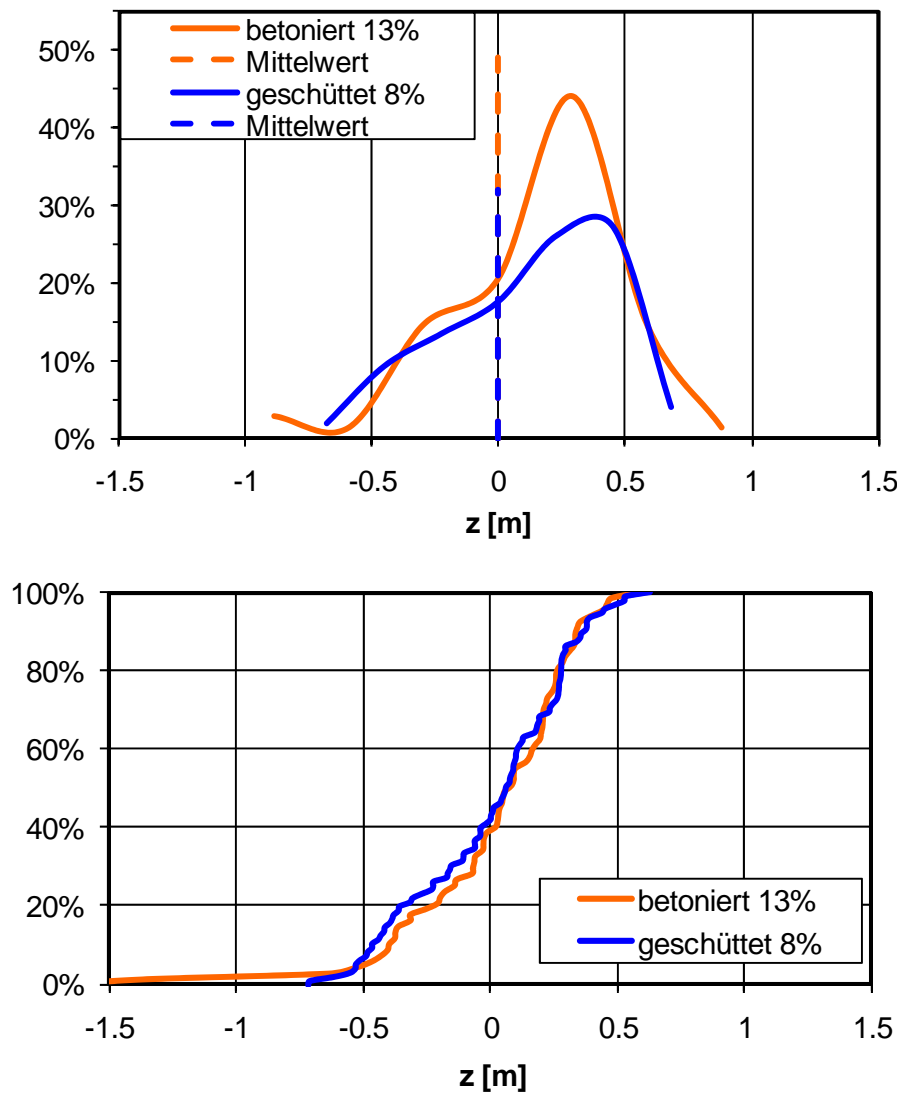


Abb. 63: Verteilungskurven (oben) und summierte Verteilungskurven (Überschreitungswahrscheinlichkeiten; unten) der Morphologie in [m] für die geschüttete und die betonierte Rampe bei Menziken.

Die Standardverteilungen der beiden Rampen liegen in der selben Größenordnung bei ± 0.25 m für die betonierte respektive ± 0.22 für die geschüttete Rampe. Diese Ähnlichkeit der Verteilung kann auch bei den Verteilungskurven (Abb. 65) beobachtet werden.

Im Vergleich zu den Labormessungen liegen die Abflusstiefen hier vor allem in den Randgebieten der Rampe des Öfteren unterhalb der für Forellen minimalen Abflusstiefe von 20 cm. Die Regionen, wo die minimale Abflusstiefe für Forellen eingehalten wird ist auf Abb. 64 mit einer dicken Linie umrandet.

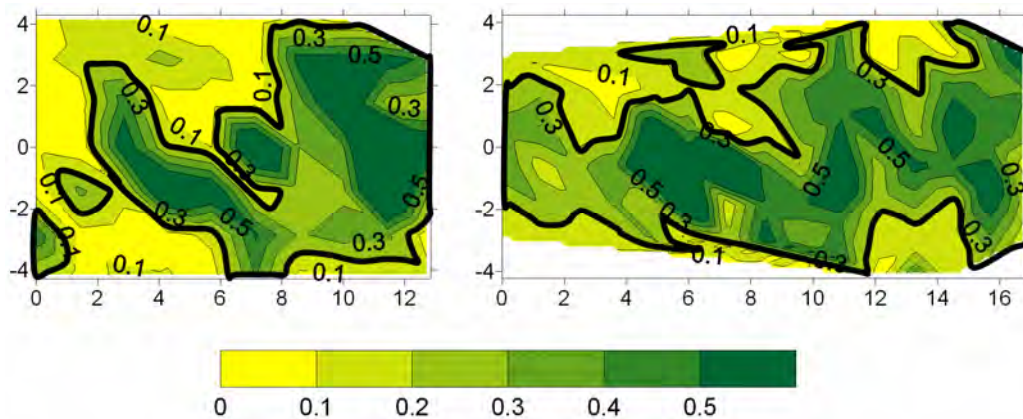


Abb. 64: Abflusstiefen der Blockrampen bei Menziken: klassisch betoniert (links), klassisch geschüttet (rechts); Fliessrichtung von links nach rechts; umrandete Bereiche erfüllen die minimale Abflusstiefe von 0.2 m.

5.3 Geschwindigkeiten

Die Geschwindigkeiten (Abb. 66) sind für beide untersuchte Rampen vor allem im mittleren Bereich des Flussbetts etwas grösser. Gegen den Rand der Rampe hin sind tiefere Werte zu beobachten. Die geschüttete Rampe wurde bei etwa 40 % geringerem Abfluss gemessen als die betonierte Rampe und weist auch geringere Fliessgeschwindigkeiten auf. Ihre mittlere Fliessgeschwindigkeit liegt bei 0.27 m/s und ist über zweimal kleiner als jene von 0.60 m/s der geschütteten Rampe.

Die Standardverteilung der geschütteten Rampe ist mit ± 0.35 m/s etwas mehr als halb so gross wie jene der betonierten Rampe (± 0.62 m/s). Dies wird durch die Verteilungskurven und die summierten Verteilungskurven (Abb. 67) ebenfalls zum Ausdruck gebracht.

Die maximale Fliessgeschwindigkeiten für Forellen von 2 m/s werden auf der betonierten Rampe nur selten und auf der geschütteten Rampe nie überschritten. Auf der betonierten Rampe gibt es drei Stellen im mittleren Bereich der Rampe und eine Stelle am rechten Ufer, wo die Fliessgeschwindigkeiten höher als 2 m/s sind. Diese Stellen sind mit einer dicken Linie auf Abb. 66 markiert.

5.4 Verhältnisse der kinetischen Energie zur Abflusstiefe

Wie bei den Labormessungen ist auch bei den Feldmessungen zu erkennen, dass die Möglichkeit der Durchgängigkeit für Forellen mit zunehmendem

Verhältnis von kinetischer Energie zur Abflusstiefe abnimmt. Beim Vergleich der Kriterien für die Forellendurchgängigkeit wurde festgestellt, dass 100 % aller Punkte, welche die maximale Fließgeschwindigkeit und zugleich die minimale Abflusstiefe einhalten Verhältnisse der kinetischen Energie zur Abflusstiefe zwischen 0 und 0.37 haben. 95 % der Punkte, welche diese Kriterien einhalten liegen zwischen 0 und 0.25. Deshalb kann auch bei den Feldmessungen analog zu den Labormessungen gesagt werden, dass Messpunkte, welche die Kriterien der Forellendurchgängigkeit nicht erfüllen, Verhältnisse aufweisen, die höher sind als 0.45.

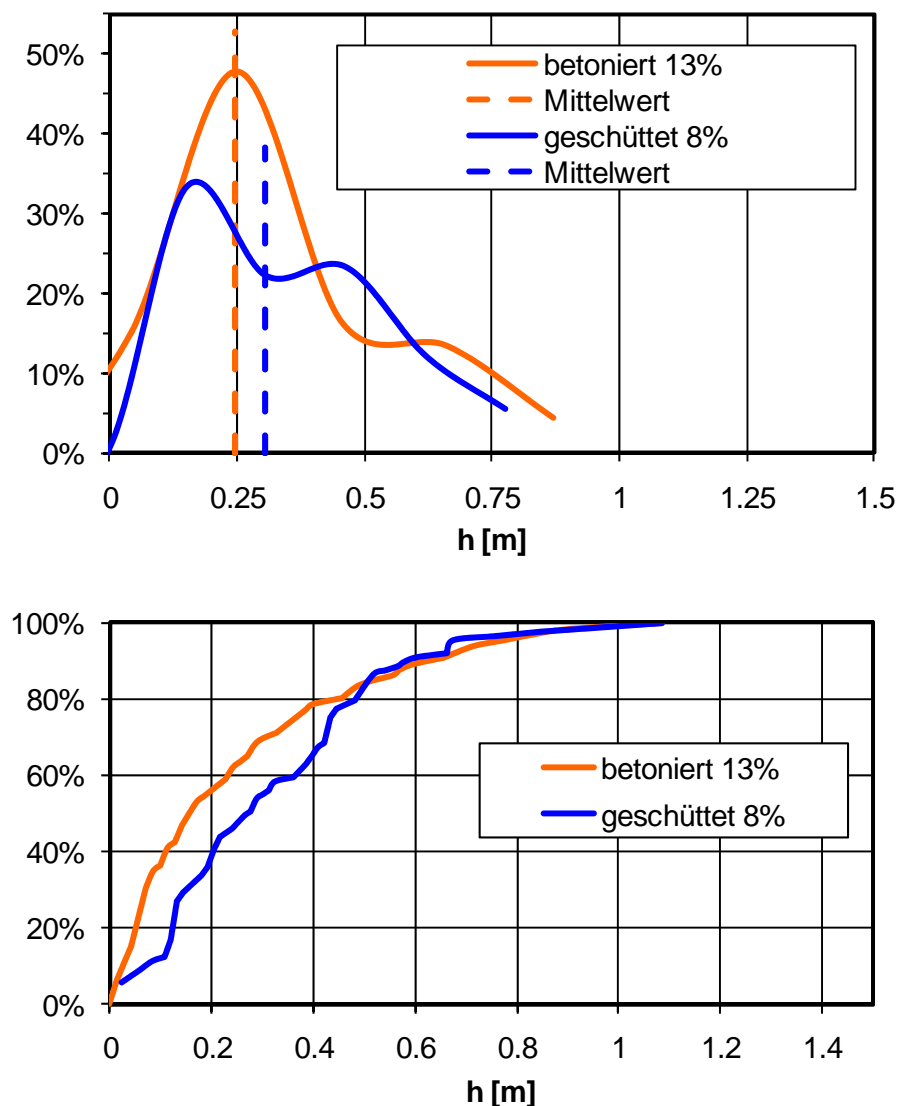


Abb. 65: Verteilungskurven (oben) und summierte Verteilungskurven (Überschreitungswahrscheinlichkeiten; unten) der Abflusstiefen in [m] für die geschüttete und die betonierte Rampe bei Menziken.

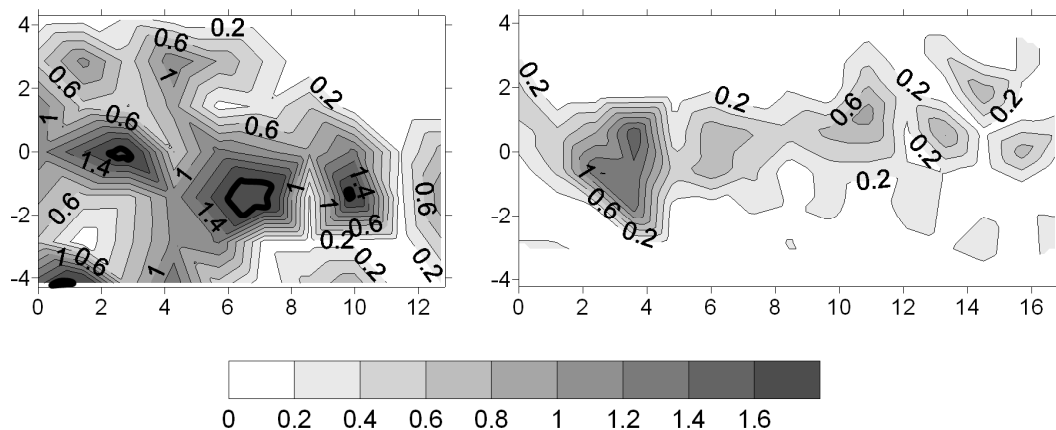


Abb. 66: Geschwindigkeiten der Blockrampen bei Menziken: klassisch betoniert (links), klassisch geschüttet (rechts); Fliessrichtung von links nach rechts; dick umrandete Bereiche überschreiten die maximalen Fliessgeschwindigkeiten von 2 m/s.

Natürlich gibt es Messpunkte, welche Verhältnisse aufweisen, die unterhalb 0.45 liegen und trotzdem die Kriterien für eine Durchgängigkeit nicht erfüllen. Allerdings gibt es keinen gemessenen Punkt, der Verhältnisse über 0.45 aufweist und zugleich die Kriterien für eine Durchgängigkeit erfüllt.

Bei den Verteilungskurven (Abb. 70) ist zu erkennen, dass die als einfacher durchgängig eingestufte geschüttete Rampe einen um einiges geringeren Mittelwert (0.04) aufweist, als die betonierte Rampe (0.31). Die Standardabweichung der geschütteten Rampe beträgt ± 0.13 jene der betonierten Rampe ± 0.80 . Die Verteilung der Verhältnisse der geschütteten Rampe ist somit viel schmäler als jene der betonierten Rampe, was auch durch die Verteilungskurven zum Ausdruck gebracht wird. Bei den Feldmessungen als auch bei den Labormessungen konnte Beobachtet werden, dass jene Rampen, welche die Kriterien der Forellendurchgängigkeit erfüllten, schmalere Verteilungen der Verhältnisse von kinetischer Energie zur Abflusstiefe aufweisen, während die Verhältnisse von nicht durchgängigen Blockrampen breiter gestreut sind.

5.5 Schlussfolgerungen der Feldmessungen

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Kriterien der minimalen Abflusstiefe (0.2 m) und gleichzeitig der maximalen Fliessgeschwindigkeit (2 m/s) für eine Forellendurchgängigkeit auf 40 % der Fläche der betonierten klassischen Rampe und auf 79 % der Fläche der geschütteten Rampe erfüllt sind. Die entsprechenden Flächen sind in Abb. 69 mit einer dicken Linie umrandet. Es ist ersichtlich, dass auf der klassisch betonierten Rampe für den

gemessenen Abfluss von $0.76 \text{ m}^3/\text{s}$ kein durchgehender Korridor vorhanden ist, der die Kriterien erfüllt und somit eine Forellendurchgängigkeit theoretisch nicht möglich ist. Auf der klassisch geschütteten Rampe dagegen existiert ein derartiger Korridor im mittleren Bereich der Rampe und eine Forellendurchgängigkeit ist für den gemessenen Abfluss von $0.47 \text{ m}^3/\text{s}$ theoretisch möglich. Es wäre nun interessant, diese theoretischen Schlussfolgerungen mit Fischzählungen zu verifizieren.

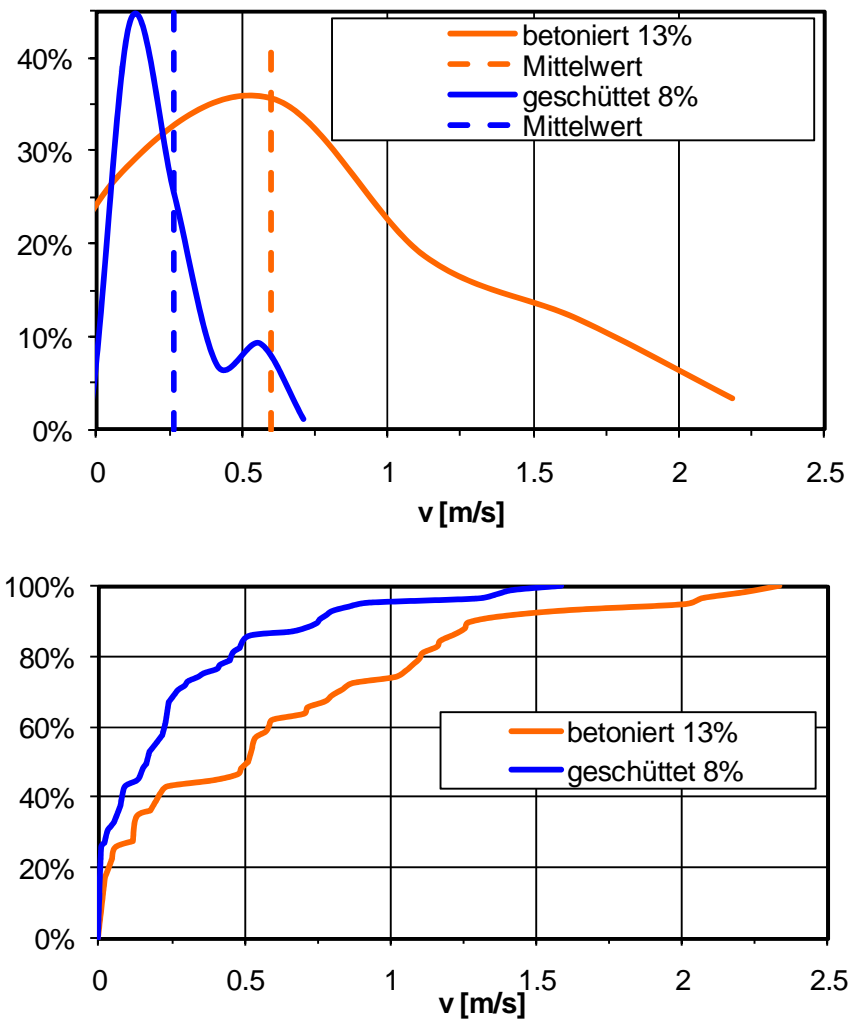


Abb. 67: Verteilungskurven (oben) und summierte Verteilungskurven (Überschreitungswahrscheinlichkeiten; unten) der Fließgeschwindigkeiten in m/s für die geschüttete und die betonierte Rampe bei Menziken.

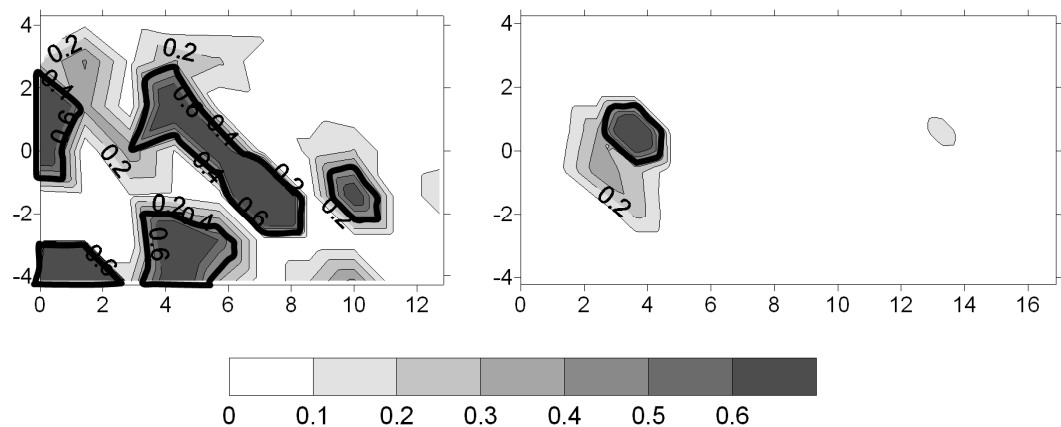


Abb. 68: Verhältnisse der kinetischen Energie zur Abflusstiefe der Blockrampen bei Menziken: klassisch betoniert (links), klassisch geschüttet (rechts); Fließrichtung von links nach rechts; dick umrandete Bereiche bezeichnen Werte über 0.45.

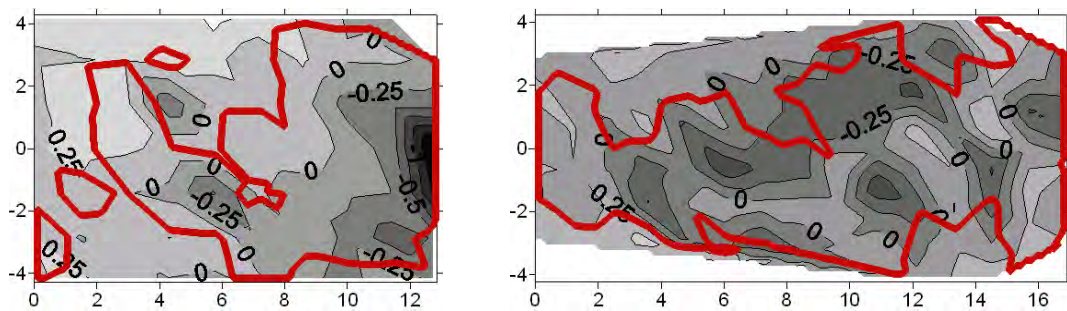


Abb. 69: Flächenverteilungen der Morphologie mit den umrandeten Bereiche, wo die Kriterien der minimalen Abflusstiefe (0.2 m) sowie der maximalen Fließgeschwindigkeit (2 m/s) für Forellen erfüllt ist; für die Rampen von Menziken: betoniert (links), geschüttet (rechts); Fließrichtung von links nach rechts.

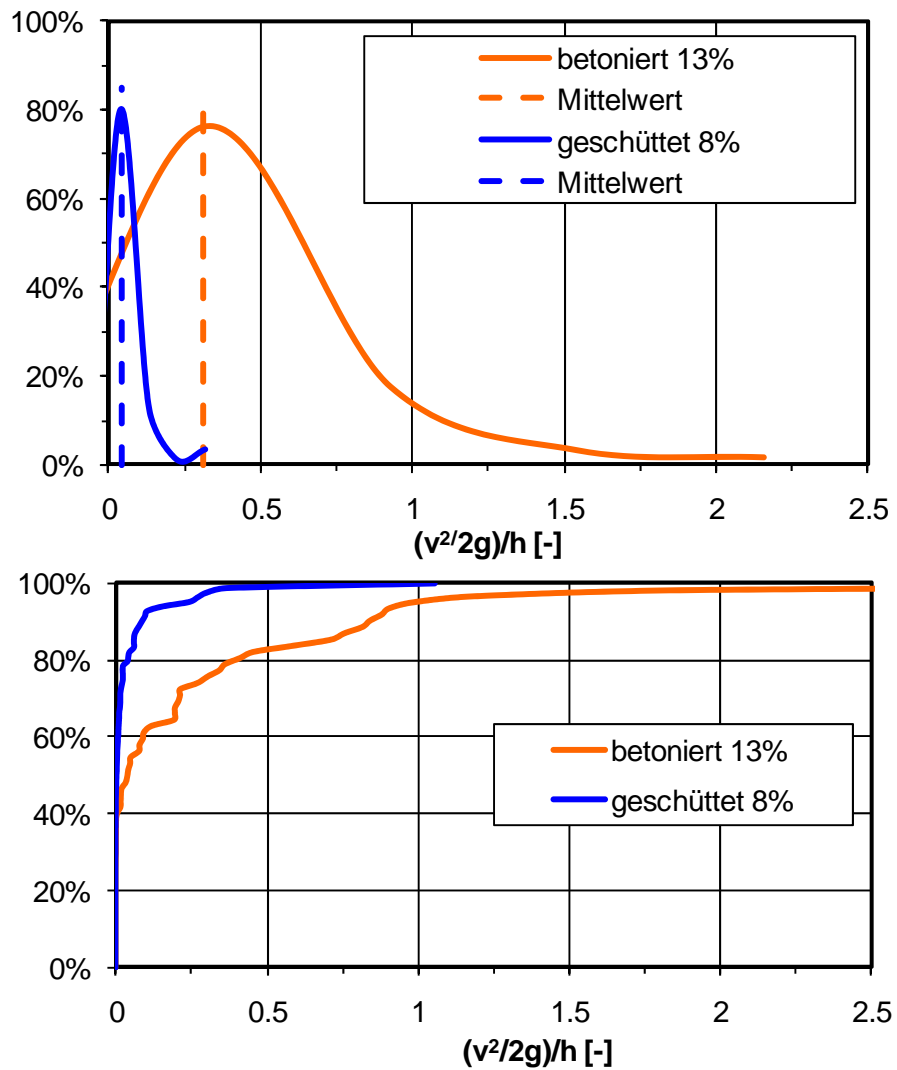


Abb. 70: Verteilungskurven (oben) und summierte Verteilungskurven (Überschreitungswahrscheinlichkeiten; unten) der Verhältnisse von kinetischer Energie zur Abflusstiefe für die geschüttete und die betonierte Rampe bei Menziken.

6 Numerische Simulation von drei untersuchten Rampen

In diesem Kapitel werden numerische Simulationen von drei der gemessenen Blockrampen angeschaut. Hierfür wurden die im Labor gemessenen Koordinaten der Rampen mit Hilfe einer inp-Datei in Flow-3-D importiert und anschliessend jeweils ein spezifischer Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ simuliert. Abb. 71 zeigt das Bild der importierten Morphologie der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung. Das Ziel war, mit der Wahl verschiedener Parameter wie Turbulenzmodell und Rauigkeit der importierten Morphologie möglichst nahe an die Messungen der Laborversuche zu kommen. Als zu vergleichende Grösse wurde dafür der Mittelwert ausgewählt. Simuliert wurden die zwei mäanderförmigen Rampen mit 6 % bzw. 10 % Neigung und die Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung.

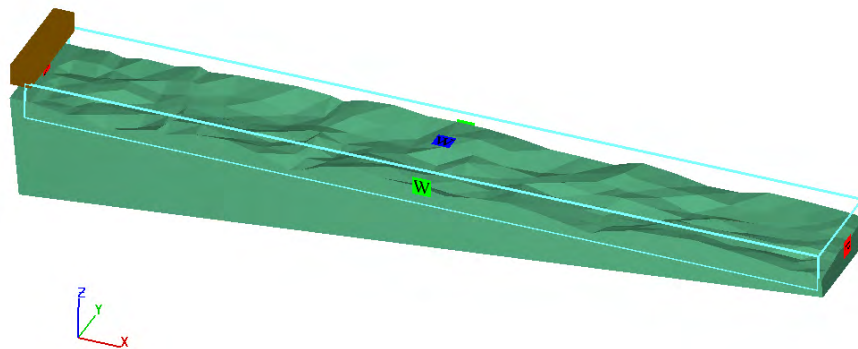


Abb. 71: In Flow-3-D importierte Topographie der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung.

6.1 Beschreibung des numerischen Modells

Über dem treppenförmigen Boden des Versuchskanals wurden Vorsimulationen durchgeführt. Sie wurden anschliessend mit entsprechenden Labormessungen verglichen. Diese Vergleiche haben gezeigt, dass eine minimale Anzahl von fünf bis sechs Gitterzellen verteilt über die zu erwartende Abflusstiefe erforderlich ist, um schlüssige Simulationsergebnisse zu erhalten.

Die Gitterdimensionen für die Simulation der Laborrampen wurden deshalb so gewählt, dass sie in der Sohlennähe mindestens fünfmal kleiner sind, als die zu erwartende Abflusstiefe. Je weiter von der Sohle entfernt, desto grösser wurden die Maschen gewählt. Somit wurde zugleich auch der möglichst genauen Nachbildung der importierten Morphologie Rechnung getragen.

Die Maschengrösse in x-Richtung beträgt 11 mm, jene in y-Richtung 4.5 mm und jene in z-Richtung von 3.5 bis 5 mm. Dies ergibt eine Gesamtzahl von 852 000 Maschen und 30 Stunden Simulationszeit.

Simuliert wurde das Labormodell. Alle erhaltenen Daten wurden anschliessend mit dem Massstab 1 : 25 gemäss dem Ähnlichkeitsgesetz von Froude auf einen Prototypen hochgerechnet, um mit den Resultaten des Berichts verglichen werden zu können.

Die Rauigkeit des importierten Untergrundes wurde während verschiedenen Simulationen von 0.003 bis 0.005 m variiert.

Der Lufteintrag wurde aktiviert und die Option "Entrainment rate coefficient" wurde beim Standardwert des Programms von 0.5 belassen. Zuerst wurden Simulationen mit dem Turbulenzmodell „k-ε" durchgeführt. Dabei hat sich gezeigt, dass die Mittelwerte der Fliessgeschwindigkeiten im Vergleich zu den Labormessungen um bis zu 62 % zu hoch und die Mittelwerte der Abflusstiefen um bis zu 31 % zu tief waren. In einer zweiten Phase wurde das „large-eddy-simulation-Model" angewandt. Dabei konnte der Fehler für die Fliessgeschwindigkeiten auf 47 % und jener für die Abflusstiefen auf 19 % reduziert werden. Ein Wechsel zwischen „third order momentum" und „first order momentum" Simulation brachte dann je nach Rampe eine weitere Annäherung der Grössenordnung von 2 % bis 4 % an die Werte der Labormessungen. Somit lagen im Vergleich zu den Labormessungen die definitiven Mittelwerte der Simulationen für die Fliessgeschwindigkeiten je nach Rampe zwischen 12 % und 40 % zu hoch und die Abflusstiefen zwischen 0.3 % und 22 % zu tief.

Bei der Simulation der mäanderförmigen Rampen zeigten die Durchläufe mit „first order momentum" die besten Resultate. Bei der Rampe mit Querriegel war es die „third order momentum" Simulation, welche näher bei den Labormessungen lag.

6.1.1 Morphologie

Abb. 72 zeigt die Morphologien der drei importierten Rampen. Die Bilder zeigen die z-Koordinaten, welche durch die lineare Interpolation der zwischen 390 bis 675 Laborpunkte auf die 22 088 Maschen von Flow-3-D entstanden sind. Sie stimmen sehr gut mit den Flächenverteilungen aus dem Labor im Kapitel 4.2 überein.

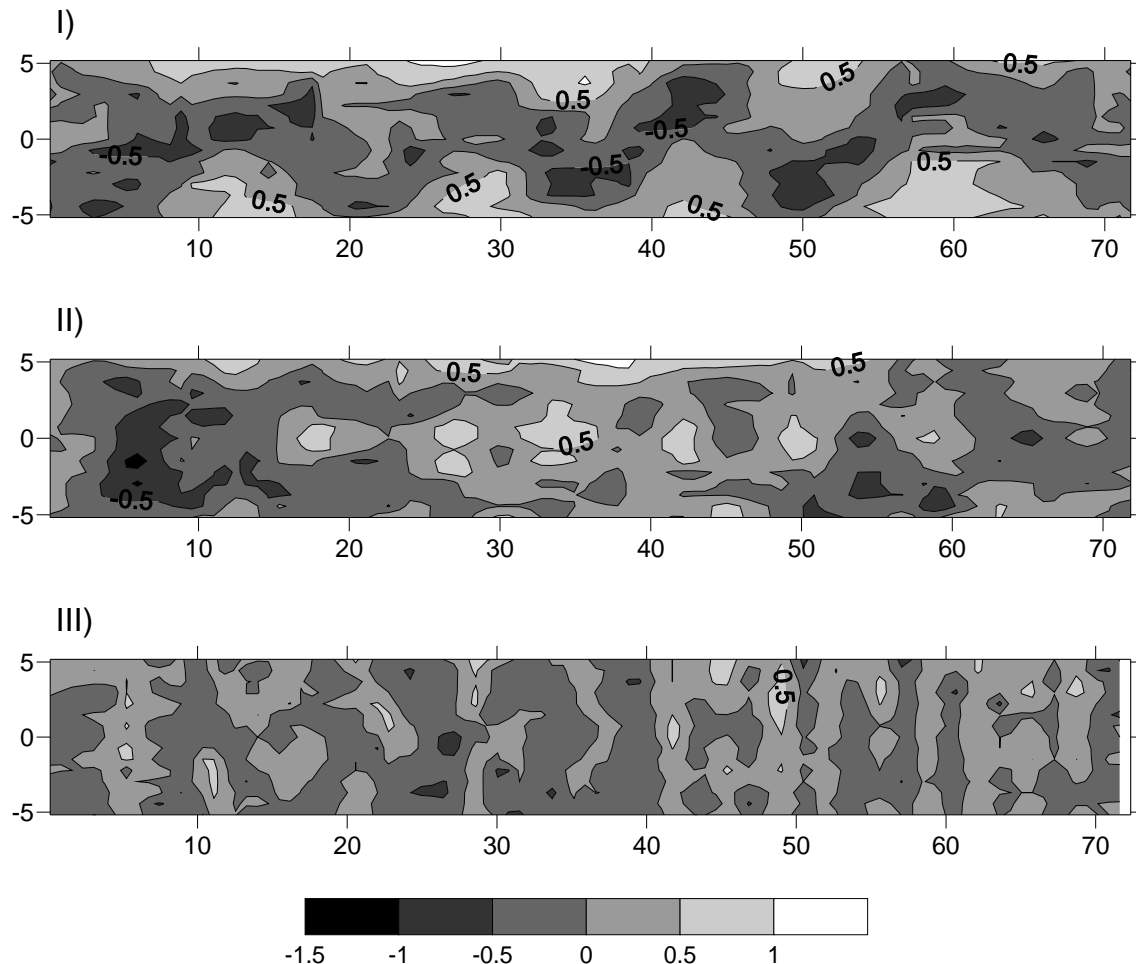


Abb. 72: Morphologie der in Flow-3-D importierten Rampen; I): mäanderförmig und 10 % Neigung; II): mäanderförmig und 6 % Neigung; III): mit Querriegel und 6 % Neigung.

Die Mittelwerte der Morphologien liegen wie schon die z-Koordinaten der Labormessungen bei 0. Die Werte der Morphologie der Simulationen sind aber weniger breit gestreut als jene der Labormessungen. Die Standardabweichungen liegen um 32 % (Typ Querriegel6%) um 12 % (Typ Mäander10%) und um 20 % (Typ Mäander6%) tiefer als jene der Labormessungen. Auf Abb. 73 fällt gegenüber den Labormessungen eindeutig die schmale Verteilung der Rampe mit Querriegel auf. Bei Abb. 74 sind die schmalere Verteilungen der Simulationmorphologien durch die grössere Neigungen der entsprechenden summierten Kurven zu erkennen.

6.1.2 Abflusstiefen

Für alle Flächenverteilungen (Abb. 75) der Abflusstiefen kann gesagt werden, dass die Bilder der Simulationen und jene der Labormessungen einander ähnlich sind und sich qualitativ recht gut entsprechen. Beim näheren Betrachten

fällt auf, dass die beiden mäanderförmigen Rampen für die Simulation grössere helle Bereiche (Bereiche mit geringerer Abflusstiefe) aufweisen als für die Labormessungen. Bei der Rampe mit Querriegel scheinen sich die hellen und dunklen Bereiche für die Simulation und die Labormessungen qualitativ nicht gross zu unterscheiden.

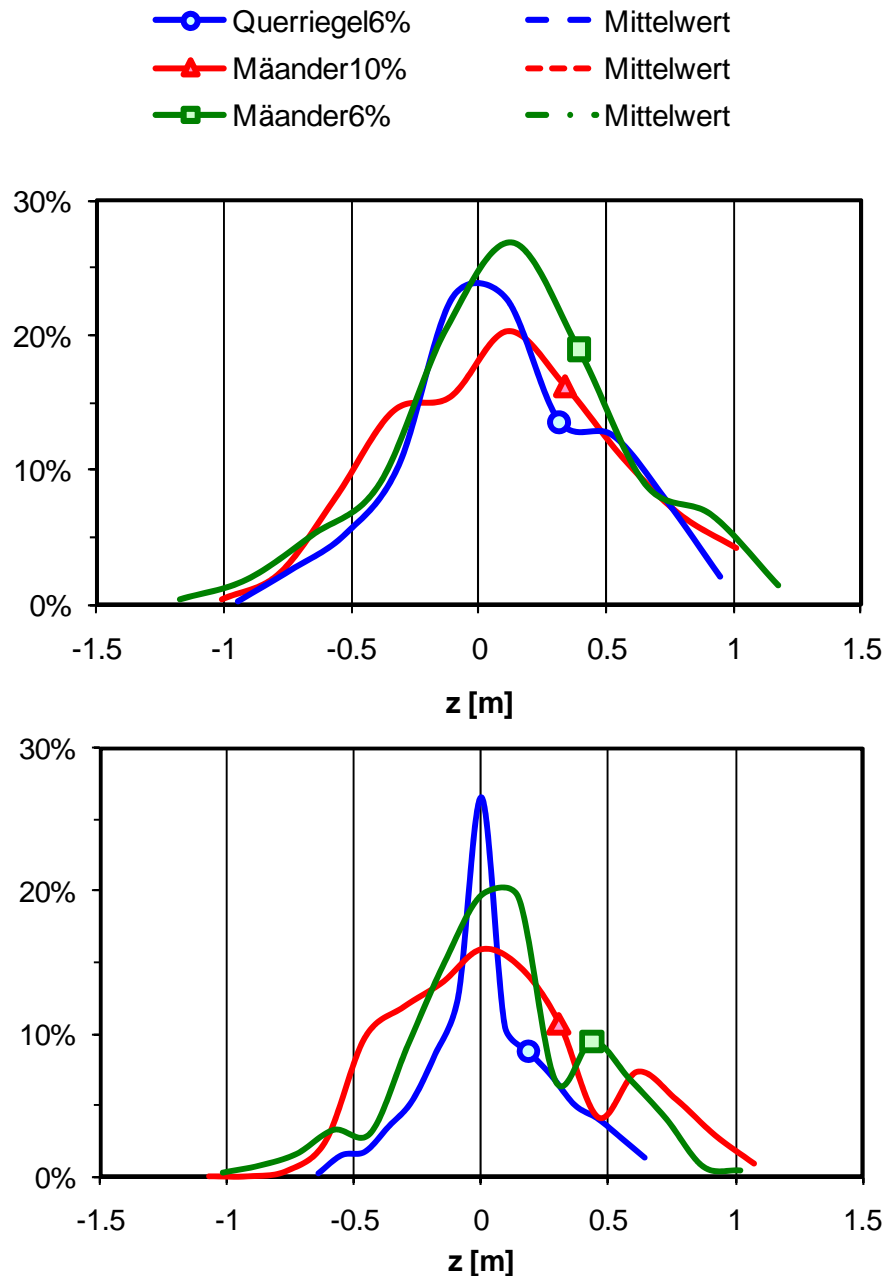


Abb. 73: Verteilungskurven der Morphologie der mäanderförmigen Rampen mit 6 % bzw. 10 % Neigung und der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung für einen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$; Labormessungen oben, Simulationen unten.

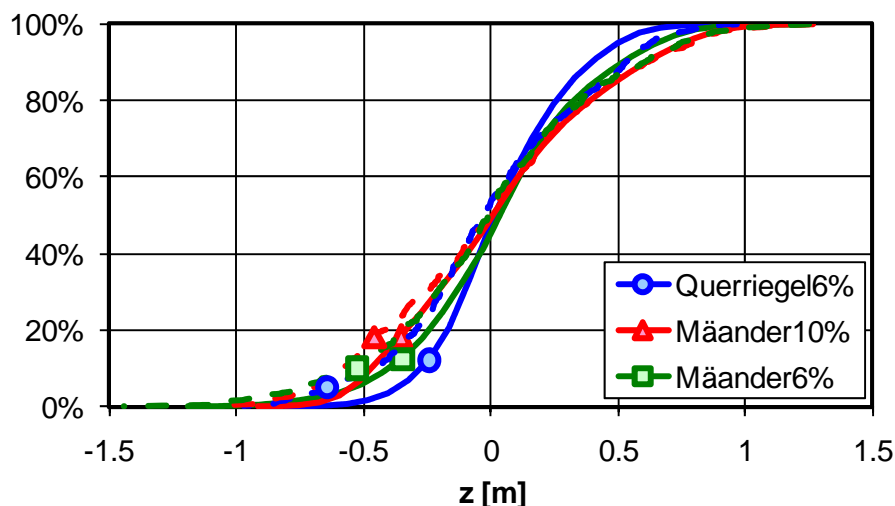


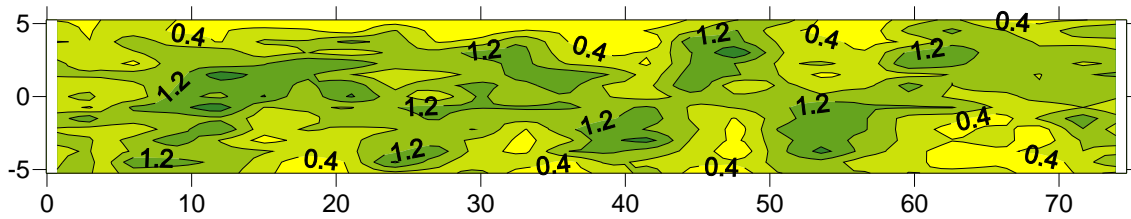
Abb. 74: Summierte Verteilungskurven der Morphologie der mäanderförmigen Rampen mit 6 % bzw. 10 % Neigung und der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung für einen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$; unterbrochene Linien für Labormessungen, durchgezogene Linien für Simulationen.

Auf dem Diagramm mit den summierten Abflusstiefenkurven (Abb. 77) ist zu erkennen, dass die simulierten Werte der Rampe mit Querriegel im Allgemeinen grösser sind als jene der restlichen Rampen. Auf Abb. 76 ist zu sehen, dass dies für die Labormessungen nicht zutrifft und die mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung die grössten Werte hat. Die Abflusstiefen der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung weisen vor allem im tieferen Bereich der Werteskala am meisten Werte auf.

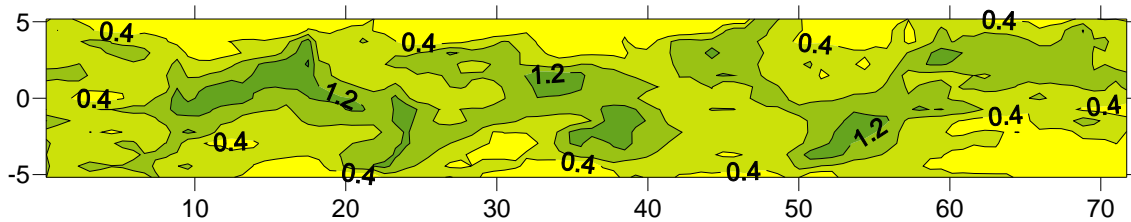
Basierend auf (Abb. 77) kann man sagen, dass die Simulationen im Vergleich zu den Labormessungen überall zu niedrige Abflusstiefen errechnet haben. Die Mittlere Abflusstiefe der Simulation der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung ist 0.90 m und stimmt fast genau mit den Labormessungen überein. Die mittlere Abflusstiefe der Simulation der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung liegt mit 0.68 m um 16 % unterhalb des Werts aus den Labormessungen (0.81 m). Und die mittlere Abflusstiefe der Simulation der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung liegt mit 0.73 m um 22 % unterhalb des Mittelwerts der Labormessungen (0.94 m).

Die Streuungen der Abflusstiefen waren für alle Simulationen geringer als jene der Labormessungen. Die Standardabweichung für die Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung liegt um 20 % tiefer für die Simulationen. Die Standardabweichung der Simulation der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung ist um 17 %, jene der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung um 24 % kleiner als jene der Labormessungen.

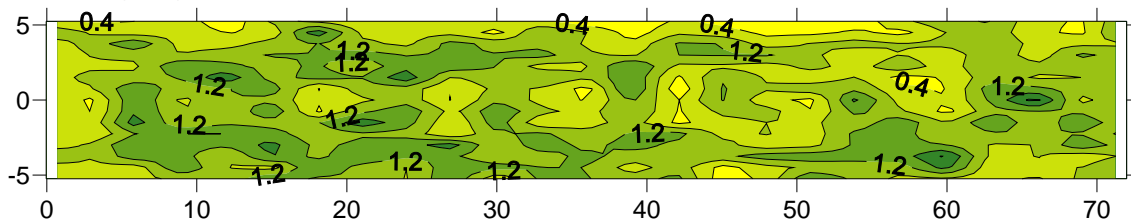
Gemessene Abflusstiefen aus dem Labor für die mäanderförmige Rampe mit 10 % Neigung.



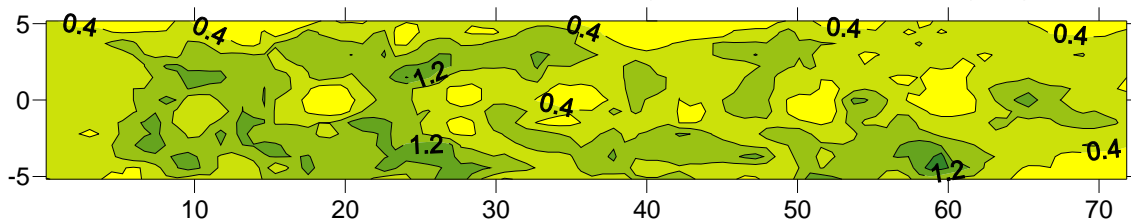
Simulierte Abflusstiefen für die mäanderförmige Rampe mit 10 % Neigung.



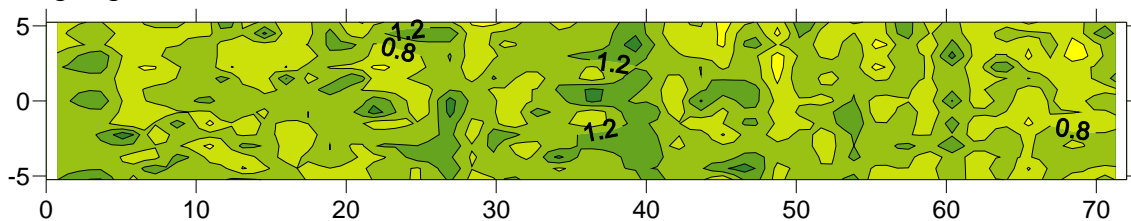
Gemessene Abflusstiefen aus dem Labor für die mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung.



Simulierte Abflusstiefen für die mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung.



Gemessene Abflusstiefen aus dem Labor für die Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung.



Simulierte Abflusstiefen für die Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung.

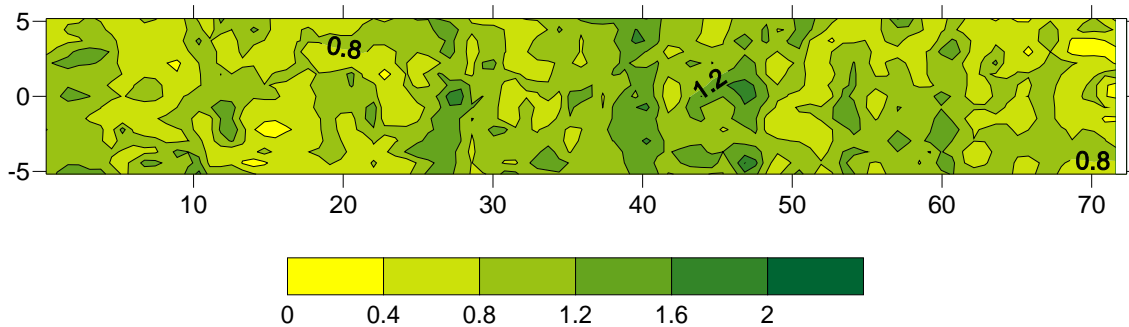


Abb. 75: Flächenverteilungen der Labormessungen (jeweils oben) und den Simulationen (jeweils unten) der Abflusstiefen in [m] der mäanderförmigen Rampen mit 6 % bzw. 10 % Neigung und der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung für den spezifischen Abfluss q von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

In (Abb. 77) ist ersichtlich, dass die Verteilungskurven der Abflusstiefensimulationen gestuft sind. Der Grund hierfür liegt in der Ausarbeitung der Resultate der 852 000 Maschen. Diese wurde mit Excel gemacht, wobei die Abflusstiefen auf ganze Gitterzellen (9 cm bis 13 cm Prototyp) genau vereinfacht wurden. Somit liegt die Genauigkeit der Abflusstiefen zwischen 9 und 13 cm.

6.1.3 Geschwindigkeiten

Bei den Flächenverteilungen (Abb. 78) der Geschwindigkeiten entsprechen sich die Geschwindigkeitsfelder qualitativ erneut sehr gut. Bei den mäanderförmigen Rampen sind die hohen Geschwindigkeiten entlang der Mäander und die tieferen Geschwindigkeiten zwischen den Hügeln gut zu erkennen. Es fällt jedoch auf, dass die Flächenverteilungen der Simulationen extremere Werte aufweisen. Die Felder mit erhöhten Geschwindigkeiten weisen vor allem bei der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung um bis zu 2 m/s höhere Geschwindigkeiten auf als in den Labormessungen. Ähnlich, aber weniger extrem verhält es sich für die mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung. Bereiche mit tieferen Geschwindigkeiten fallen bei den Simulationen noch tiefer aus als bei den Labormessungen. Somit ist auf den Flächenverteilungen klar ersichtlich, dass die Geschwindigkeitswerte der Simulationen breiter gestreut sind und vor allem für die mäanderförmige Rampe mit 10 % Neigung aber auch für die mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung um einiges höher liegen, als jene der Labormessungen. Die Flächenverteilung der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung verdeutlicht die Komplexität dieser Rampe und erinnert daran, dass für die Flächenverteilungen der Labormessungen lediglich 390 bis 675 Punkte Werte dargestellt sind, während bei den Simulationen 22 088

Maschenpunkte einen Wert lieferten. Bei den einfacheren Geometrien wie den Mäandertypen fällt dies weniger ins Gewicht. Für die kompliziertere Geometrie der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung wird alle das Geschwindigkeitsbild viel komplizierter. Es ist jedoch auch bei dieser Rampe zu erkennen, dass die Geschwindigkeiten der Simulationen höher liegen als jene der Messungen und tendenziell breiter gestreut sind.

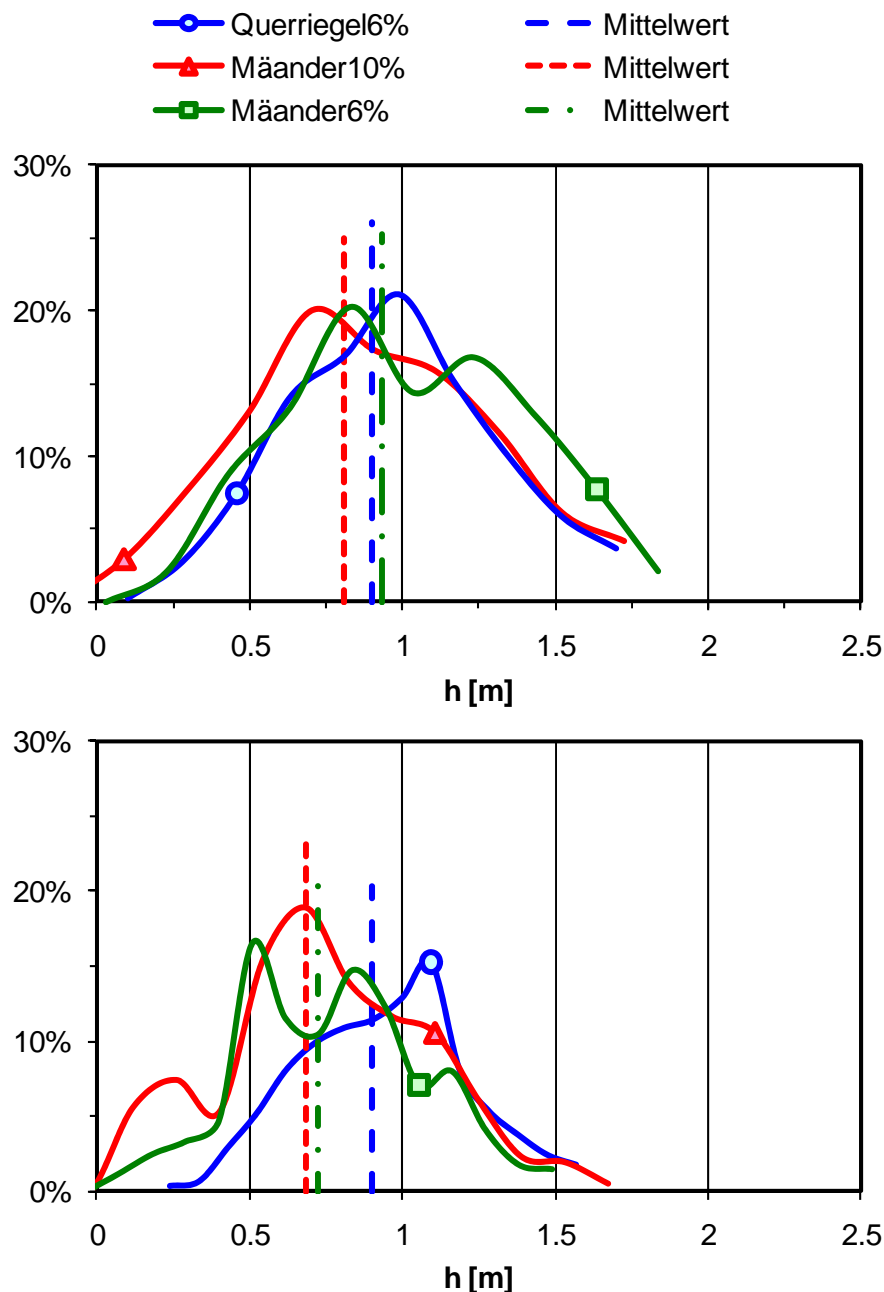


Abb. 76: Verteilungskurven der Abflusstiefen der mäanderförmigen Rampen mit 6 % bzw. 10 % Neigung und der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung für einen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; Labormessungen oben, Simulationen unten.

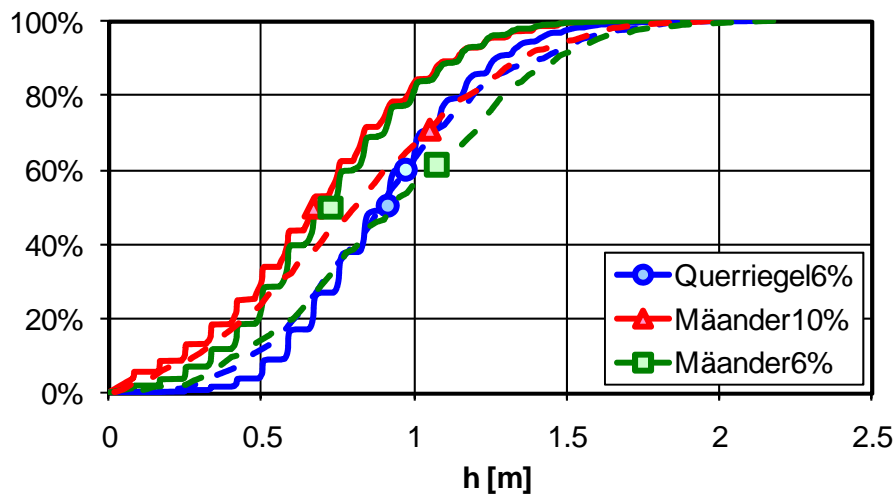
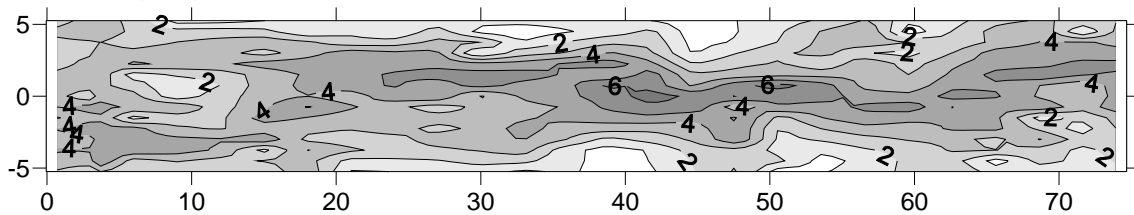
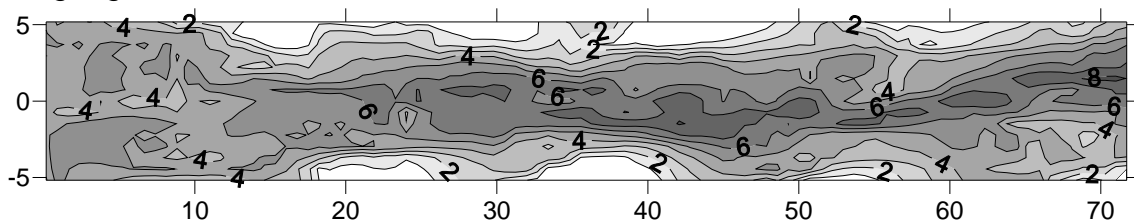


Abb. 77: Summierte Verteilungskurven der Abflusstiefen der mäanderförmigen Rampen mit 6 % bzw. 10 % Neigung und der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung für einen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$; unterbrochene Linien für Labormessungen, durchgezogene Linien für Simulationen.

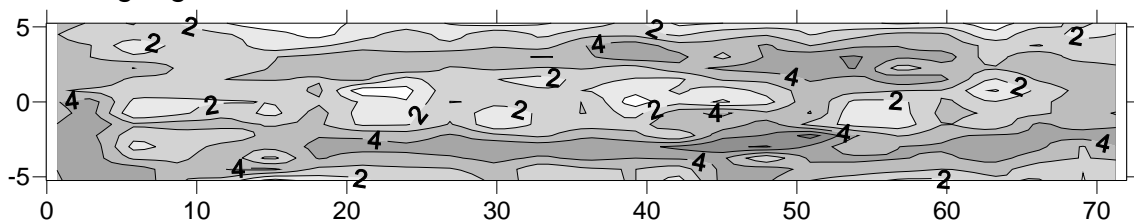
Im Labor gemessene Geschwindigkeiten für die mäanderförmige Rampe mit 10 % Neigung.



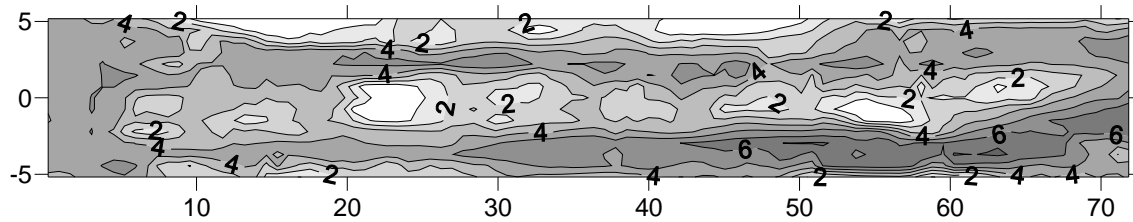
Simulierte Geschwindigkeiten für die mäanderförmige Rampe mit 10 % Neigung.



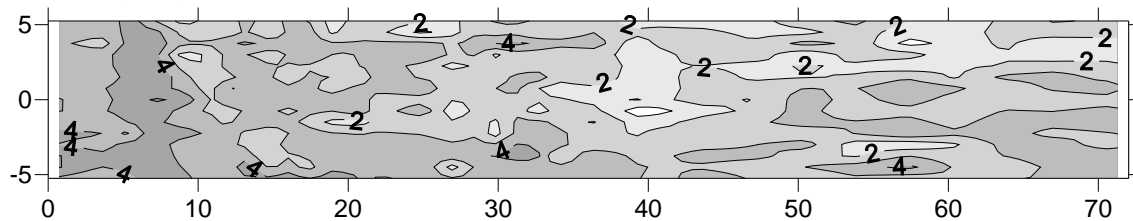
Im Labor gemessene Geschwindigkeiten für die mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung.



Simulierte Geschwindigkeiten für die mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung



Im Labor gemessene Geschwindigkeiten für die Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung.



Simulierte Geschwindigkeiten für die Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung.

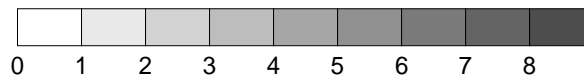
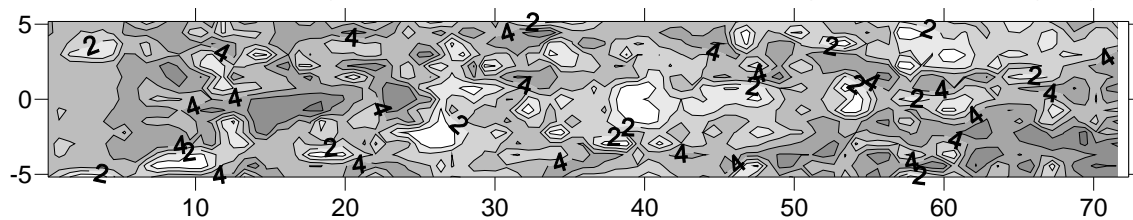


Abb. 78: Flächenverteilungen der Labormessungen (jeweils oben) und den Simulationen (jeweils unten) der Geschwindigkeiten in [m/s] der mäanderförmigen Rampen mit 6 % bzw. 10 % Neigung und der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung für den spezifischen Abfluss q von $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

Die Verteilungen der Geschwindigkeiten sind in (Abb. 80) zusammengefasst. Sie weichen mehr von den Labormessungen ab als die Abflusstiefen. Für alle Rampen liegen die Werte der Simulation ungefähr 10 bis 40 % höher. Am nächsten bei den Labormessungen liegt der Mittelwert der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung. Die Simulation ergab einen Mittelwert von 3.31 m/s , welcher um 12 % höher liegt als jener der Labormessungen (2.96 m/s). Die Simulation der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung ergab die extremste Abweichung des Mittelwerts. Er lag mit 4.49 m/s um 39 % höher als jener der Labormessungen, der bei 3.23 m/s lag. Die Simulation der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung lag mit 3.75 m/s um 25 % höher als der Mittelwert der Labormessungen (2.99 m/s).

Die breite Streuung der Simulationswerte kann auch auf den Verteilungsdiagrammen (Abb. 79 und Abb. 80) beobachtet werden. Die Standardabweichung für die mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung ist um 30 %, für die monotone Rampe mit 10 % Neigung um 33 %, und für die Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung um 49 % höher als die entsprechende Standardabweichung der Labormessungen.

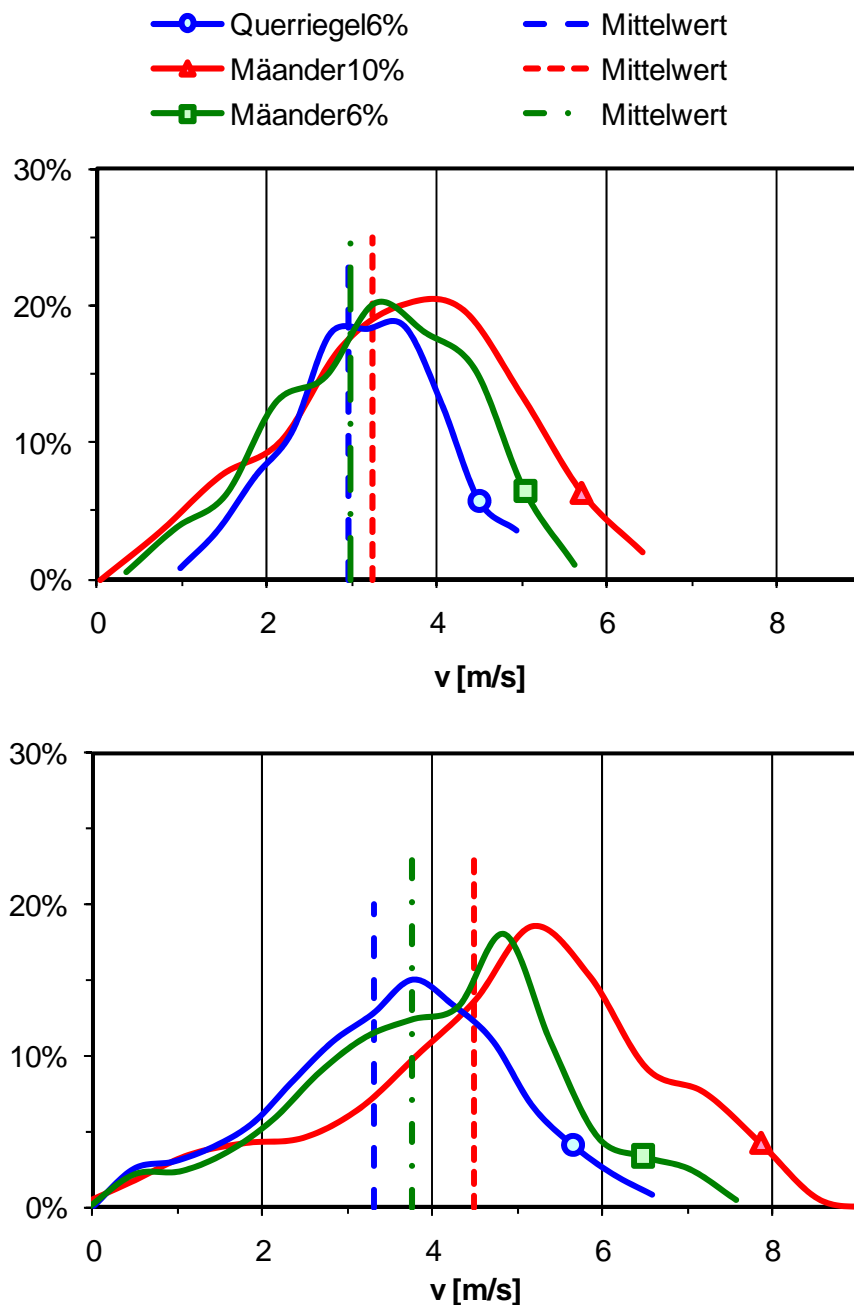


Abb. 79: Verteilungskurven der Geschwindigkeiten der mäanderförmigen Rampen mit 6 % bzw. 10 % Neigung und der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung für einen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; Labormessungen oben, Simulationen unten.

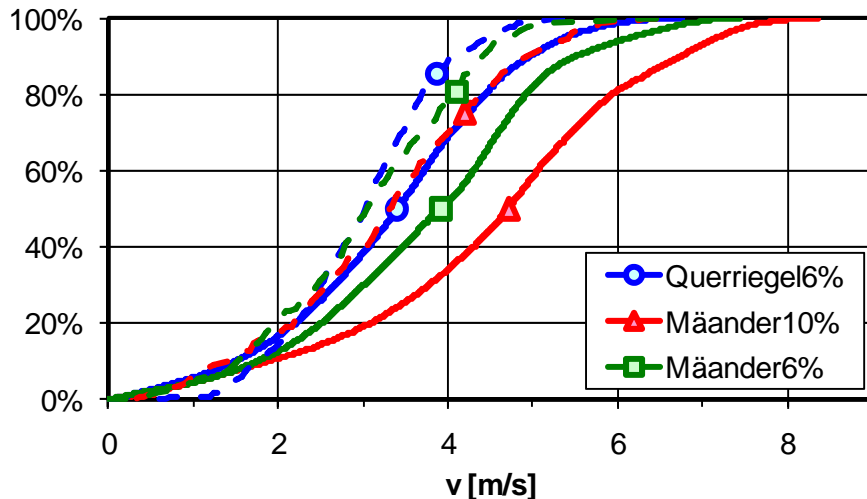


Abb. 80: Summierte Verteilungskurven (Überschreitungswahrscheinlichkeiten) der Geschwindigkeiten der mäanderförmigen Rampen mit 6 % bzw. 10 % Neigung und der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung für einen Abfluss von $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; unterbrochene Linien für Labormessungen, durchgezogene Linien für Simulationen.

6.2 Schlussfolgerungen der numerischen Simulationen

Die Simulation der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung lieferte bessere Resultate als die Simulation der Mäandertypen. Die mittlere Abflusstiefe war um 12 % tiefer und die mittlere Geschwindigkeit war identisch mit den Labormessungen, während die Mittelwerte der Mäandertypen um 16 bis 39 % von den Labormessungen abwichen.

Die Gründe dafür sind nicht offensichtlich. Es ist sicher, dass die Anzahl der in Flow-3-D importierten Punkte und somit die Genauigkeit der Morphologie eine Rolle spielt. Für die Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung wurden 675 Morphologiepunkte erfasst und in Flow-3-D importiert während bei den Mäandertypen lediglich 390 Punkte für die gleiche Rampenlänge erfasst wurden. Die Simulationmorphologie wurde danach durch die Gitterbildung im Vergleich zu den Modellversuchen vereinfacht. Dies zeichnet sich durch die schmalere Verteilung der Morphologie-Werte (Abb. 73, Abb. 74) aus. Die Simulationmorphologie hatte folgedessen einen geringeren Strömungswiderstand. Mit der Erhöhung der Rauigkeit des importierten Untergrundes wurde versucht, dies zu korrigieren. Die Rauigkeit wurde somit bis auf 5 mm erhöht. Das entspricht einer Maschenhöhe und zugleich etwa einem Fünftel der Abflusstiefe. Es stellt sich die Frage, ob solch grosse Rauigkeitswerte einen Sinn machen.

Die Abflusstiefe wurde nur auf eine ganze Maschenhöhe genau angegeben. Das heisst die Genauigkeit der Abflusstiefe liegt bei 9 bis 13 cm. Entsprechend der Abflusstiefe wurde auf halber Höhe die Fliessgeschwindigkeit gemessen. Somit ist die Fliessgeschwindigkeit auch beeinflusst von diesem Fehler.

7 Möglichkeiten zur Verbesserung der Morphologie hinsichtlich Fischdurchgängigkeit

7.1 Morphologie hinsichtlich Fischdurchgängigkeit

Fische haben drei Möglichkeiten in einem Fliessgewässer über Hindernisse aufzusteigen. Sie umschwimmen, überschwimmen oder überspringen die Hürde. Die letztere Methode wird gemäss Gebler (1991) nur im Notfall versucht. Auch die angeblich so springfreudigen Bachforellen bevorzugten in einem von ihm durchgeführten Versuch zu über 90 % das Schlupfloch.

Bei quer verlaufenden Hindernissen sollte deshalb darauf geachtet werden, dass die Hindernisstrukturen mit Porenräumen versehen sind, wo die Fische hindurchschwimmen können um das Hindernis zu bewältigen. Dieser Porenraum muss von der Fischart abhängige Mindestmasse aufweisen und beträgt gemäss Blockrampen – Normalien (<http://www.ag.ch/>) zum Beispiel für Groppen 70 mm. Ist dies nicht möglich, kann ein anliegender Strahl, in dem die maximal überwindbare Fliessgeschwindigkeit der entsprechenden Fischart nicht überschritten wird, von den Fischen zum Aufstieg benutzt werden.

Ein Springen der Fische tritt gemäss Gebler (1991) erst beim Vorkommen eines Wechselsprunges (stehende Walze) auf. Der Absprungort liegt immer in der stehenden Welle. Somit ist darauf zu achten, dass sich die Wechselsprünge nicht zu weit vom Hindernis entfernen und der Wasserspiegelunterschied zwischen Oberwasser und Unterwasser den maximal zulässigen Wasserspiegelunterschied nicht überschreitet.

7.2 Vorschlägen von optimalen Morphologien für Blockrampen

Um die optimale Morphologie für Blockrampen finden zu können, müssen alle Durchgängigkeitskriterien berücksichtigt werden.

Die Fliessgeschwindigkeiten dürfen auf einem Teilstück der Rampe die kritischen Schwimmggeschwindigkeiten für die betreffende Fischart nicht überschreiten und dieses Teilstück muss das Oberwasser mit dem Unterwasser verbinden. Die Rampe darf also nicht zu glatt bzw. zu monoton sein. Dagegen dürfen keine zu hohen ganz traversierenden Hindernisse die „Fischwege“ blockieren.

Es wurde gesehen, dass mit einer mäanderförmigen Struktur und einer Neigung von 6 % eine recht gute Einhaltung aller Kriterien erreicht werden kann und die

Durchgängigkeit selbst bei einer Neigung von 10 % noch gewährleistet ist. Diese Struktur weist zum einen zwischen dem Ober- und Unterwasser durchgehende Vertiefungen auf, um ein hindernisloses Passieren für Fische zu gewährleisten. Zum andern können die zwischen den Mäandern liegenden Hügel eine genügend grosse Makrorauigkeit bilden, um in durchgehenden Bereichen die Fliessgeschwindigkeiten unterhalb der für Fische kritischen Grenze zu behalten. Liegen die Hügel auf einer Linie parallel zur Fliessrichtung, so bilden sich zwischen den Hügeln Becken mit geringen Fliessgeschwindigkeiten, welche den Fischen Gelegenheit zum Erholen geben können. Die mäanderförmige Rampe hat somit den Vorteil, dass sie sogar für relativ grosse Neigungen eine Durchgängigkeit für Forellen ermöglicht.

Die Messungen auf der um 6 % geneigten Blockrampe bestehend aus Querriegel wie sie in Raugerinne-Beckenpässen nach Gebler (1991) oder in aufgelösten strukturierten Blockrampen anzutreffen sind, haben gezeigt, dass eine Abfolge von genügend nahe liegenden, geraden Querriegel sehr gute Resultate bezüglich Durchgängigkeit liefern. Unregelmässige, gebogene, unterbrochene oder versetzte Querriegel – wie sie auch in Vogel (2003) zu sehen sind, sind durchaus in der Lage, durchgängige Bedingungen zu kreieren, jedoch nur, wenn sie in nicht zu weiten Abständen voneinander auftreten, um sich gegenseitig zu beeinflussen. Das heisst eine zu grosse Beschleunigung des Wassers im Anschluss an einen Riegel muss durch einen nachfolgenden Riegel verhindert werden.

Klassische monotone Blockrampen hingegen konnten für die Neigungen von 6 % und 10 % keine geeigneten Bedingungen für eine Durchgängigkeit von Forellen aufweisen. Monotone Morphologien kombiniert mit Neigungen über 6 % sind somit in Bezug auf die Durchgängigkeit zu vermeiden.

8 Schlussfolgerung und Ausblick

In dieser Forschungsarbeit wurden vier verschiedene Blockrampen mit zwei verschiedenen Neigungen im Labor untersucht. Gemessen wurden die Topographie, die Abflusstiefen und die Fliessgeschwindigkeiten. Die Resultate wurden auf einen Prototypen hochgerechnet und mit den Durchgängigkeitskriterien für Forellen verglichen. Dabei hat sich gezeigt, dass die klassisch gesetzte Blockramp sowohl für eine Neigung von 6 % als auch für 10 % selbst bei kleinen spezifischen Abflüssen nicht durchgängig für Forellen ist. Die Rampe mit regelmässigen Querriegeln gemäss Gebler (1991) ist bei einer Neigung von 6 % bis zu einem spezifischen Abfluss von $2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ durchgängig. Falls die Riegel unregelmässig angeordnet sind, kann die Durchgängigkeit bis zu einem spezifischen Abfluss von $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ gewährleistet werden. Als Alternative zur klassischen gesetzten Blockrampe wurde die mäanderförmige Morphologie entwickelt. Die hügelartige Oberfläche erzeugt eine breite Geschwindigkeitsverteilung, was den Fischeaufstieg erleichtert. Deshalb ist der Forellenaufstieg bei einer Neigung von 10 % bis zu einem spezifischen Abfluss von $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ und bei der Neigung von 6 % bis zu einem spezifischen Abfluss von $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ gewährleistet. Die mit Feldmessungen untersuchte betonierte Rampe mit der Neigung von 13 % und einem kleinen spezifischen Abfluss von $0.07 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ erfüllte wegen den zu geringen Abflusstiefen die Kriterien der Durchgängigkeit nicht. Hingegen war die im Feld untersuchte geschüttete Rampe mit 8 % Neigung für den gemessenen spezifischen Abfluss von $0.1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ bereits durchgängig. Zusammenfassend kann gesagt werden, dass gleichmässige monotone Blockrampen die Durchgängigkeitskriterien für Forellen kaum erfüllen. Strukturierte Blockrampen sind wesentlich besser geeignet, indem optimale Verhältnisse für den Forellenaufstieg bei Neigungen bis 6 % für spezifische Abflüsse bis maximal $2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ und bei Neigungen bis 10 % für spezifische Abflüsse bis maximal $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ gewährleistet werden können.

Der mäanderförmige Rampentyp kann somit für die Verbesserung der Fischdurchgängigkeit eine sehr interessante Lösung sein. Es wird vermutet, dass er im Vergleich zur aufgelösten Rampe mit Querriegel stabiler ist. Mit den mäanderförmigen Rampentypen sind jedoch bezüglich Stabilität keine Versuche gemacht worden. Für die Realisierung dieses Rampentyps müssten somit Stabilitätsversuche durchgeführt werden, um das Verhalten dieser Rampe bei Hochwasser abschätzen zu können. Die zu analysierenden Parameter wären die Neigung, die Blockgrösse, die Amplituden und die Anzahl der Mäander. Funktionskontrollen mit Fischen auf einer realisierten

mäanderförmigen Rampe würden anschliessend zeigen, in welchem Rahmen dieser neue Rampentyp die Fischdurchgängigkeit tatsächlich verbessern kann.

Vergleiche mit numerischen Simulationen auf Flow-3-D haben gezeigt, dass die Simulationen im Vergleich zu den Labormessungen für alle drei simulierten Rampen Abweichungen aufweisen. Obwohl die Simulationen mit extrem grossen Rauigkeiten durchgeführt wurden, errechnete Flow-3-D zu niedrige Abflusstiefen. Die Geschwindigkeiten zeigten grössere Abweichungen als die Abflusstiefen und waren für alle Typen höher als bei den Labormessungen. Es wird angenommen, dass der Ursprung dieser Fehler bei unzureichend simuliertem Lufteintrag zu suchen ist.

9 Verdankungen

Diese ursprünglich als Laborarbeit geplante Forschungsarbeit wurde am Schluss mit Feldmessungen auf zwei Blockrampen ergänzt. Die Feldmessungen wurden zusammen mit der PhD Studentin Denise Weibel von der EAWAG Kastanienbaum durchgeführt. Für ihre Mitarbeit, Unterstützung und fachlichen Ratschläge möchte ich ihr hier herzlich danken.

Für die Laborversuche konnte ich stets auf die Mitarbeit des damaligen Versuchshallenchef Louis Schneiter, sowie des ganzen Mechanikerteams der Versuchshalle zählen. Durch ihre Unterstützung waren die Versuche erst durchführbar. Ein bester Dank geht hiermit auch an sie.

Ein Dankeschön gilt Michael Müller, der mir während der Diplomarbeit als Assistent zur Seite stand.

Teile des Buches wurden von Daniela Skarul und Katrin Aeberhard auf Rechtschreibfehler überprüft. Hierfür möchte ich mich auch bei ihnen bedanken.

Ein herzliches Dankeschön gilt Dr. Armin Peter von der EAWAG Kastanienbaum. In Bezug auf die Kriterien der Fischdurchgängigkeit, sowie die Auswahl der Blockrampen wurde ich von ihm unterstützt.

Während der ganzen Arbeit stand mir mein Professor Dr. A. Schleiss vom LCH der EPFL beratend zur Seite. Für seine Unterstützung sowie das Lektorat dieser Arbeit möchte ich ihm deshalb ganz herzlich danken.

10 Literatur

Aberle J.: Untersuchung der Rauheitsstruktur zur Bestimmung des Fließwiderstandes in Gebirgsbächen unter Klarwassereinfluss. – Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Mitteilungen Heft 207, Universität Karlsruhe, 2000.

André, S.: High velocity aerated flow on stepped chutes with macro-roughness elements. These Nr. 2993, EPF Lausanne, 2004; und Communication 20, Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH), Ed. A. Schleiss, Lausanne, 2004

Bathurst J.C.: Bed Load Discharge Equations for Steep Mountain Rivers. – Thorne C.R., Bathurst J.C., Hey R.D., Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers, S. 453 – 491, Hohn Wiley & Sons, Chichester, 1987.

Bezzola, G.R. (2005): Flussbau; Vorlesungsmanuskript der Vorlesung Flussbau an der Eidgenössisch Technischen Hochschule Zürich, Fassung Wintersemester 2005/2006.

DVWK (1996): Fischaufstiegsanlagen – Bemessung, Gestaltung, Funktionskontrolle, Merkblätter zur Wasserwirtschaft (DVWK Merkblätter, 232/1996); Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. Bonn: Wirtschaft- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser, 1996.

Gebler, R.-J. (2007): „Hydraulische und konstruktive Anforderungen an Blockrampen zur Herstellung der biologischen Durchgängigkeit“; Blockrampen. Anforderungen und Bauweisen. Workshop der VAW vom 5. Oktober 2006, VAW-Mitteilung Nr. 201, Minor, H.-E., ed., Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Zürich.

Gebler, R.-J.: Sohlrampen und Fischaufstiege. Walzbachtal, 1991.

Günter, A. (1971): Die kritische mittlere Sohlenschubspannung bei Geschiebemischungen unter Berücksichtigung der Deckschichtbildung und der turbulenzbedingten Sohlenschubspannungen. In: Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), Nr. 3

NRW (2005): Handbuch Querbauwerke; Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf, ISBN 3-9810063-2-1, 2005.

Janisch, T (2007): „Aufgelöste Blockrampen im Modellversuch – Untersuchungen an der VAW“; Blockrampen. Anforderungen und Bauweisen. Workshop der VAW vom 5. Oktober 2006, VAW-Mitteilung Nr. 201, Minor H.-E., ed., Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Zürich.

Janisch, T.; Weichert, R.; Bezzola, G. R.: Verhalten aufgelöster unstrukturierter Blockrampen. In: Wasser Energie Luft 99 (2007), Heft 2, S. 146 bis 152.

Keulegan, G. H. (1938): Laws of Turbulent Flow in Open Channels. In: Journal of Research of the National Bureau of Standards, 21 (Research Paper RP1151), 707-741.

Kt. Aargau (2006): Projekt „Blockrampen ,Bau-Normalien“; unv. aus Mitteilungen der VAW Nr. 201

Künzi, R.; Hunzinger, L.; Jahne, D.: Gesamtprojekt Augand – Umsetzung der flussbaulichen Massnahmen. In: Wasser Energie Luft 97 (2005), Heft 9/10, S. 279 bis 288.

Lange, D. (2007): „Blockrampen – ökologische Bauwerke zur Sohlenstabilisierung“; Blockrampen: Anforderungen und Bauweisen, VAW-Mitteilung 201, Minor, H.-E., ed., Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Zürich.

LUBW (2006): Durchgängigkeit für Tiere in Fließgewässern – Leitfaden Teil 2 (Umgebungsgewässer und fischpassierbare Querwerke); Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden – Württemberg.

Niedermayr, A.: V-Rampen, Ökologisch weitgehend durchgängige Querbauwerke. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft Nr. 116 / 2008, Prof . Peter Rutschmann, TU München, Meissner Druck GmbH, Oberaudorf.

Palt S.: Sedimenttransportprozesse im Himalaja-Karakorum und ihre Bedeutung für Wasserkraftanlagen. – Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Mitteilungen Heft 209, Universität Karlsruhe, 2001.

Peter, A. und Müller, W. (2007): „Fischwanderungen – Grundsätzliches und Spezielles“; Blockrampen: Anforderungen und Bauweisen, VAW-Mitteilung 201, Minor, H.-E., ed., Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Zürich.

- Raudkivi, A. J., und R. Ettema, (1982): Stability of armour layers in rivers, Journal of the Hydraulics Division, 108, HY9, 1047-1057.
- Schleiss, A. (2004) : Aménagements hydrauliques, nouvelle édition 2004, LCH, EPFL.
- Tschopp, J. und E. Bisaz (1972): Profundidad de Erosion al Pie de un Vertedero para la Aplicacion de Correccion de Arroyos en Quembradas Epinados; V. Congreso Latinoamericano de hidraulica, IAHR, Lima, Peru, D2-1 – D2-13.
- Vogel S.: Ansätze zur Bemessung rauer Rampen in aufgelöster Bauweise – Institut für Wasserwesen, Mitteilungen Heft 88, Universität der Bundeswehr München, 2003.
- Weichert, R. und G.R. Bezzola (2002): Einfluss von Makrorauigkeiten auf die Stabilität alpiner Gewässer; Wasser, Energie und Luft, 94. Jahrgang, Heft 9/10, S. 259 – 264.
- Weichert, R.; Bezzola, G. R.; Minor, H.-E.: Stufen-Becken-Abfolgen als sohlstabilisierende Massnahme. In: Wasser Energie Luft, 99 (2007); Heft 2, S. 161 bis 166.
- Whittaker, J. und M. Jäggi (1986): Blockschwellen; Mitteilung 91, Vischer, D., ed., Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) ETH Zürich, Zürich

11 Anhang

Anhang 1: Mit D_{90} normierte Topographie der untersuchten Blockrampen

Topographie der monotonen Rampe mit 10 % Neigung normiert mit D_{90}

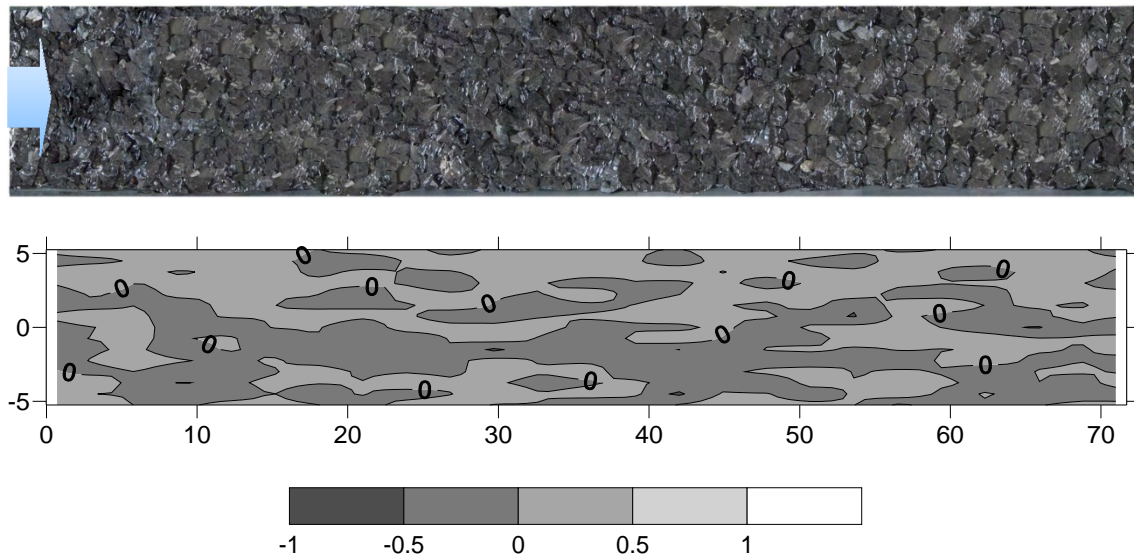


Abb. 81: Topographie der monotonen Rampe mit 10 % Neigung mit D_{90} normiert.

Topographie der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung mit D_{90} normiert

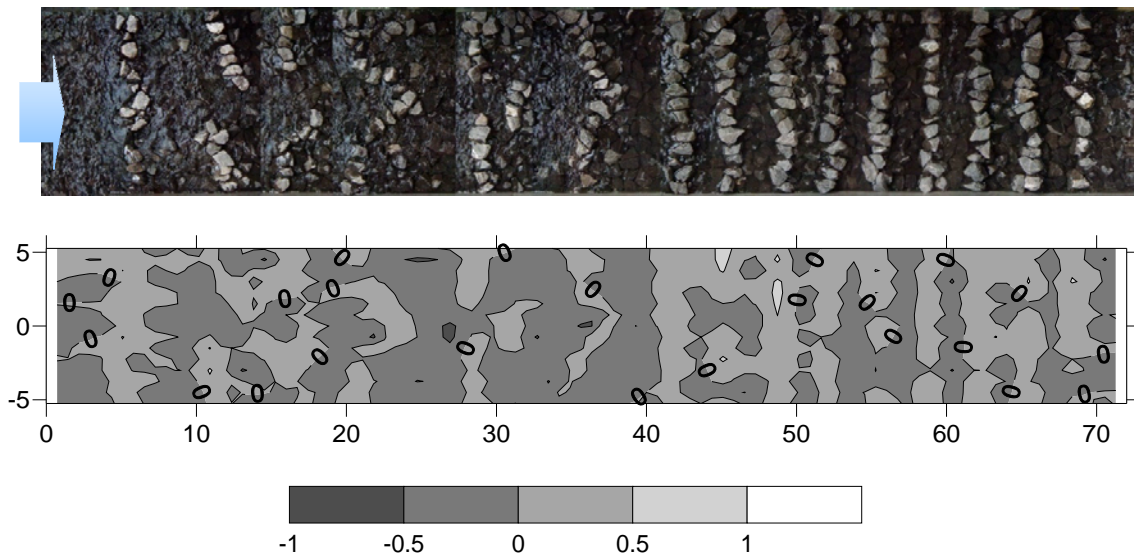


Abb. 82: Topographie der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung mit D_{90} normiert.

Topographie der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung normiert mit D_{90}

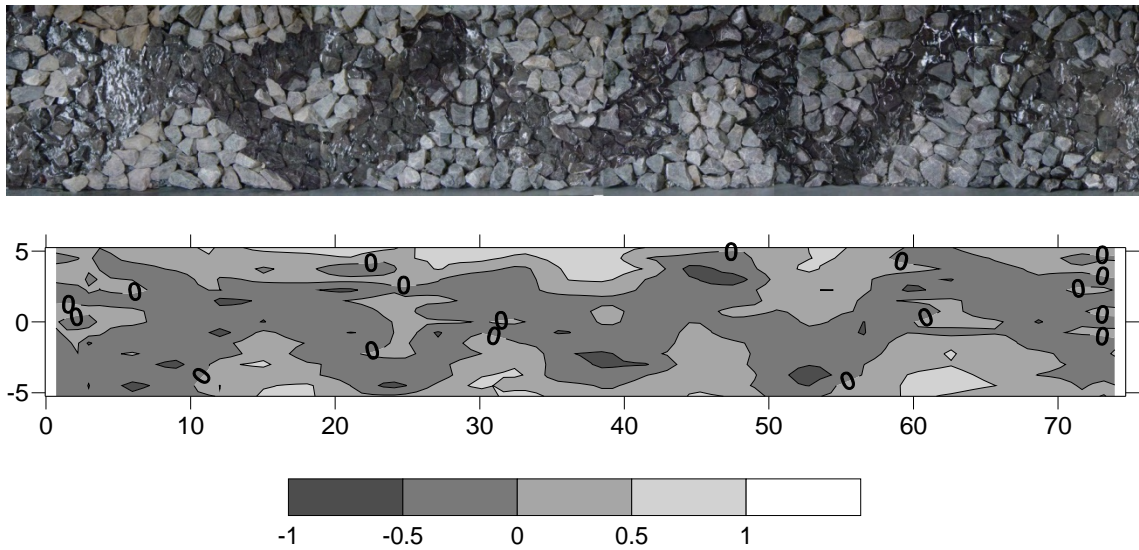


Abb. 83: Topographie der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung mit D_{90} normiert.

Topographie der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung mit D_{90} normiert D_{90}

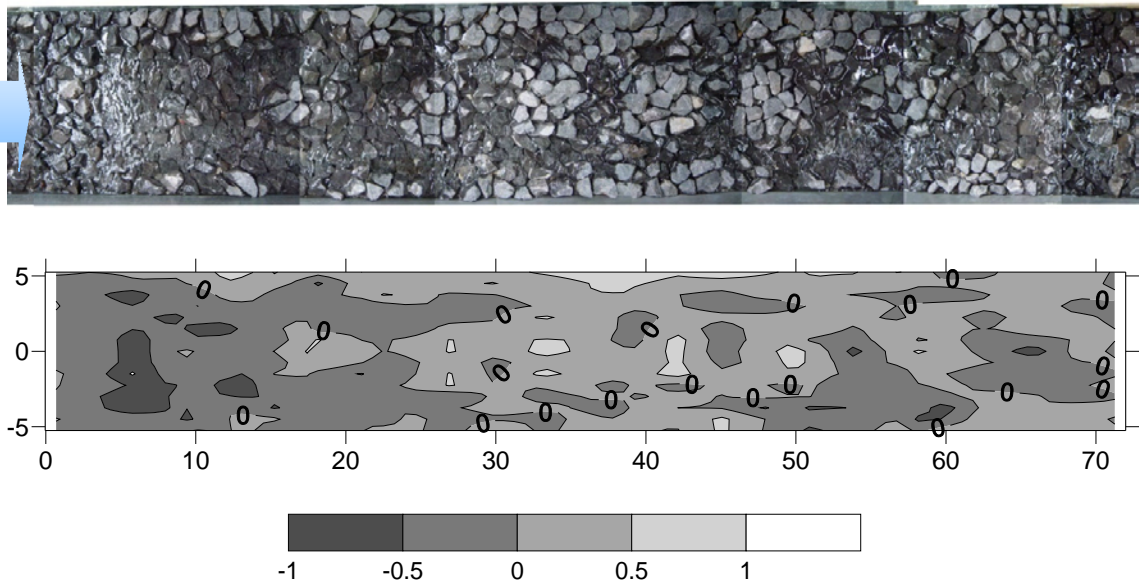


Abb. 84: Topographie der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung mit D_{90} normiert.

Anhang 2: Wassertiefen mit D_{90} normiert

Wassertiefen der monotonen Rampe mit 10 % Neigung mit D_{90} normiert

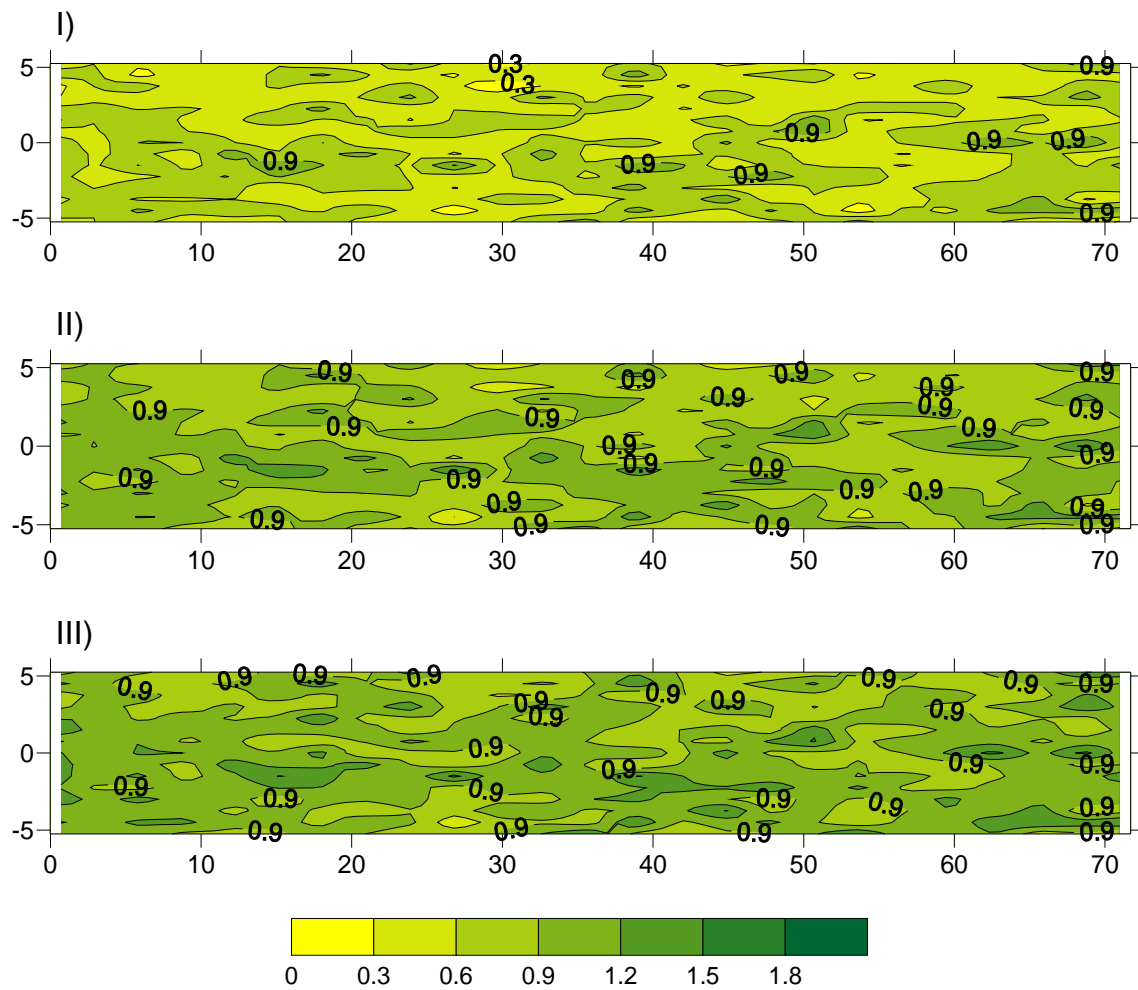


Abb. 85: Wassertiefen der monotonen Rampe mit 10 % Neigung mit D_{90} normiert für die spezifischen Abflüsse q von I): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $5.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ und III): $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Wassertiefen der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung mit D_{90} normiert

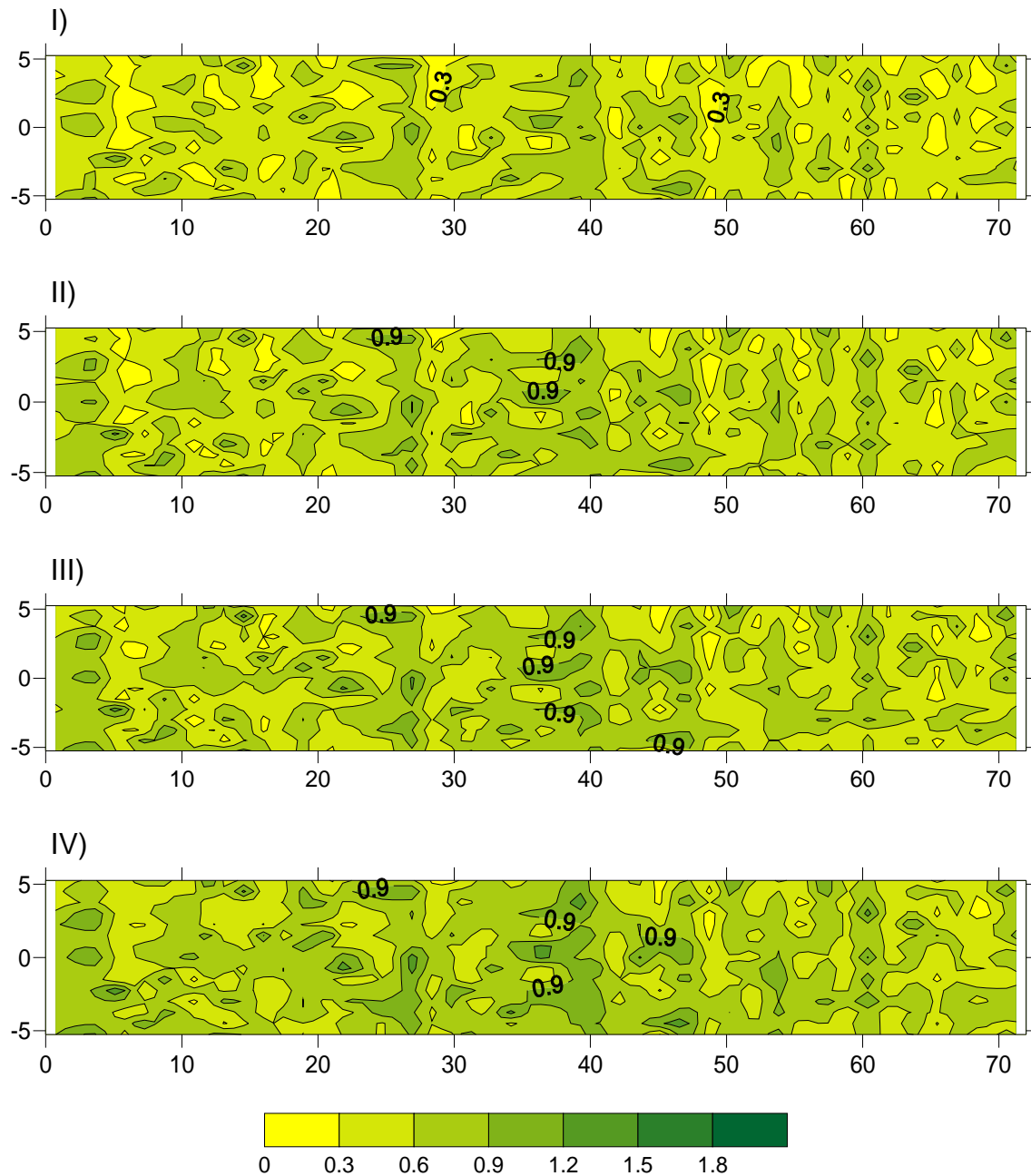
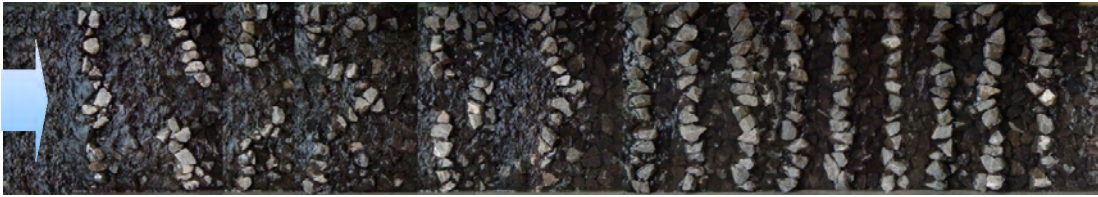


Abb. 86: Wassertiefen der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung mit D_{90} normiert für die spezifischen Abflüsse q von I): $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; III): $2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ und IV): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Wassertiefen der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung mit D_{90} normiert

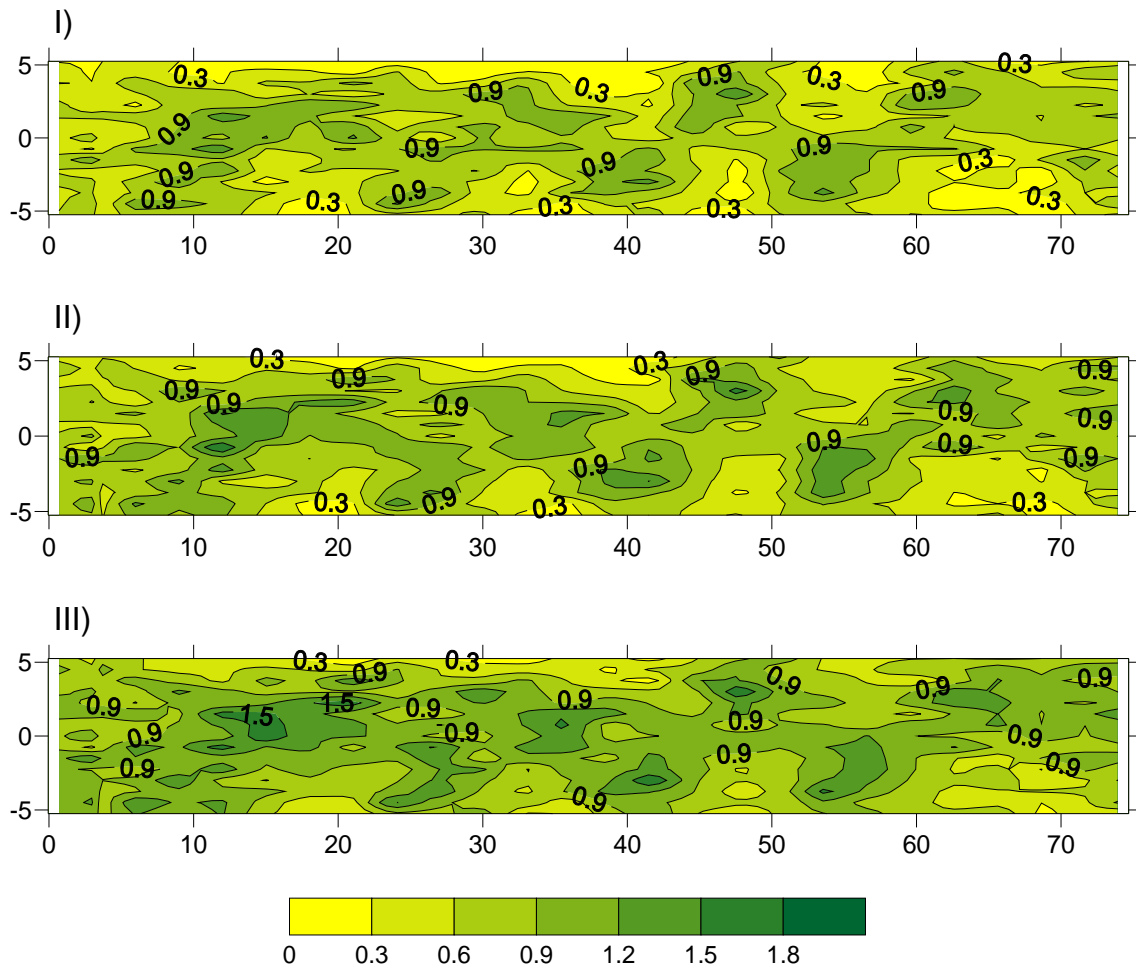


Abb. 87: Wassertiefen der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung mit D_{90} normiert für die spezifischen Abflüsse q von I): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $4.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ und III): $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Wassertiefen der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung mit D_{90} normiert

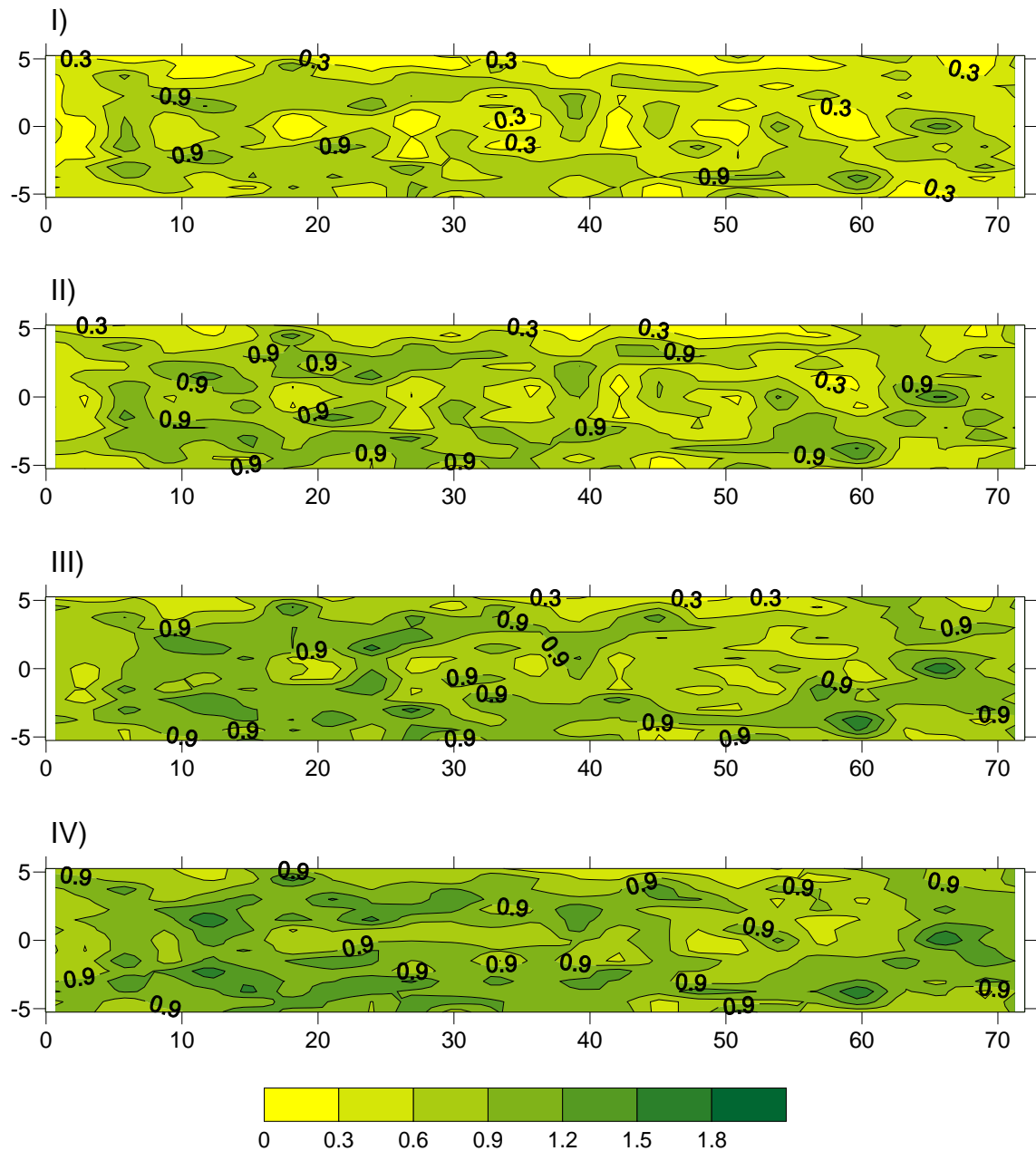


Abb. 88: Wassertiefen der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung mit D_{90} normiert für den spezifischen Abfluss q von I): $1.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$; II): $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$; III): $4.6 \text{ m}^3/\text{s/m}$ und IV): $6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

Anhang 3: Densimetrische Froudezahl ($\frac{v}{\sqrt{(\rho_s/\rho - 1) g d_{90}}}$)

Densimetrische Froudezahlen der monotonen Rampe mit 10 % Neigung

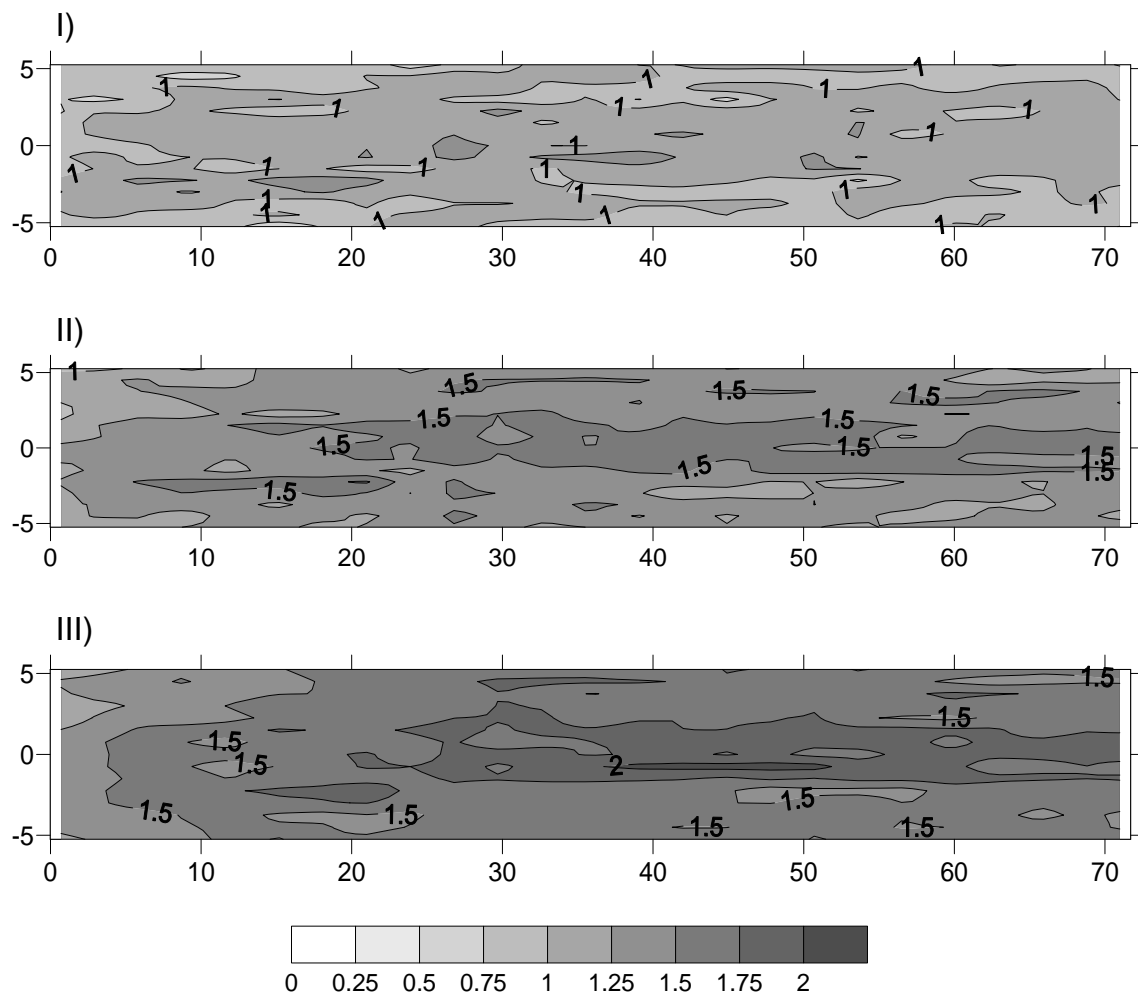


Abb. 89: Densimetrische Froudezahlen der monotonen Rampe mit 10 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $5.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; III): $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Densimetrische Froudezahlen der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung

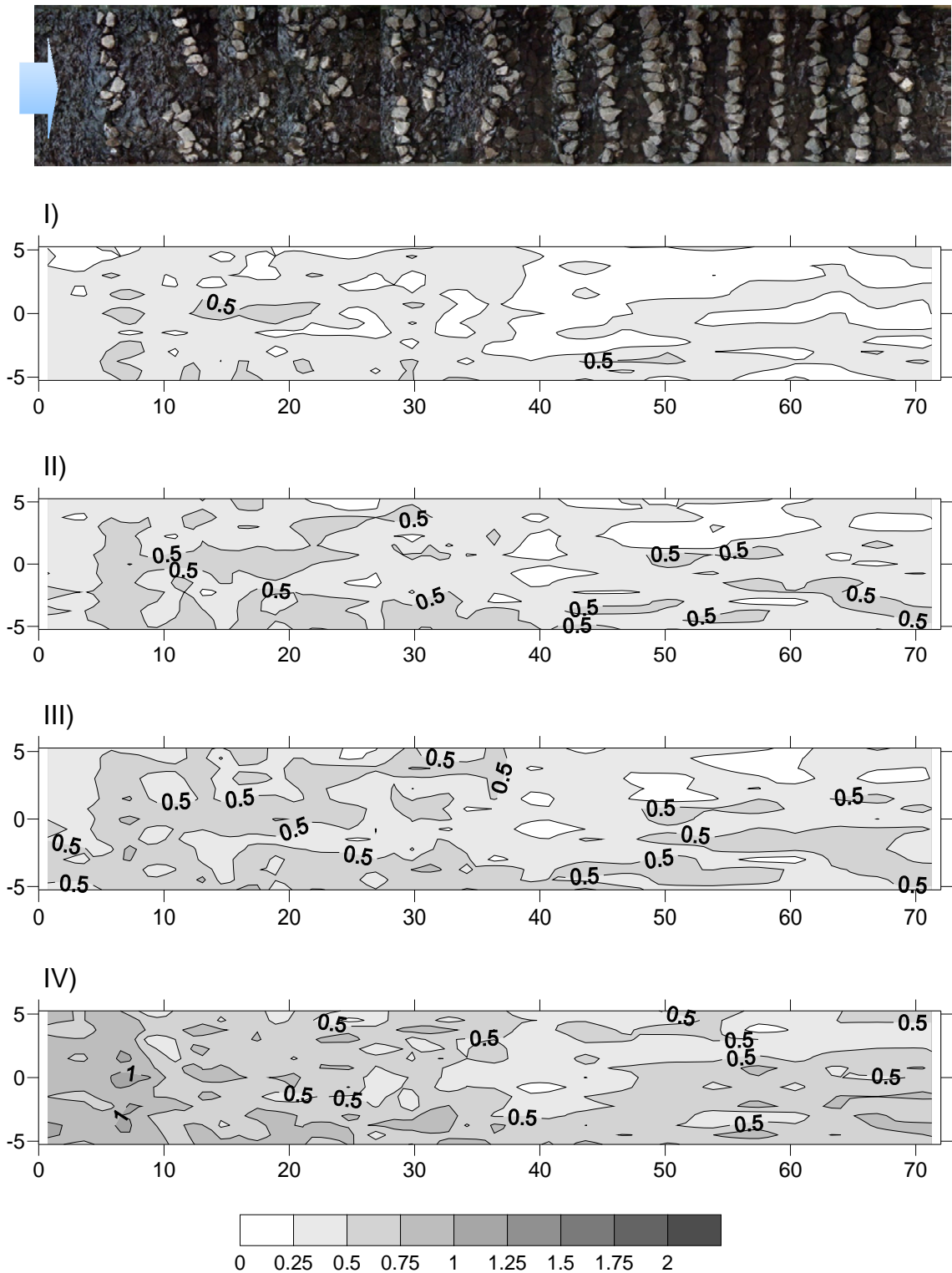


Abb. 90: Densimetrische Froudezahlen der Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $1.0 m^3/s/m$; II): $1.5 m^3/s/m$; III): $2.0 m^3/s/m$ und IV): $2.7 m^3/s/m$.

Densimetrische Froudezahlen der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung

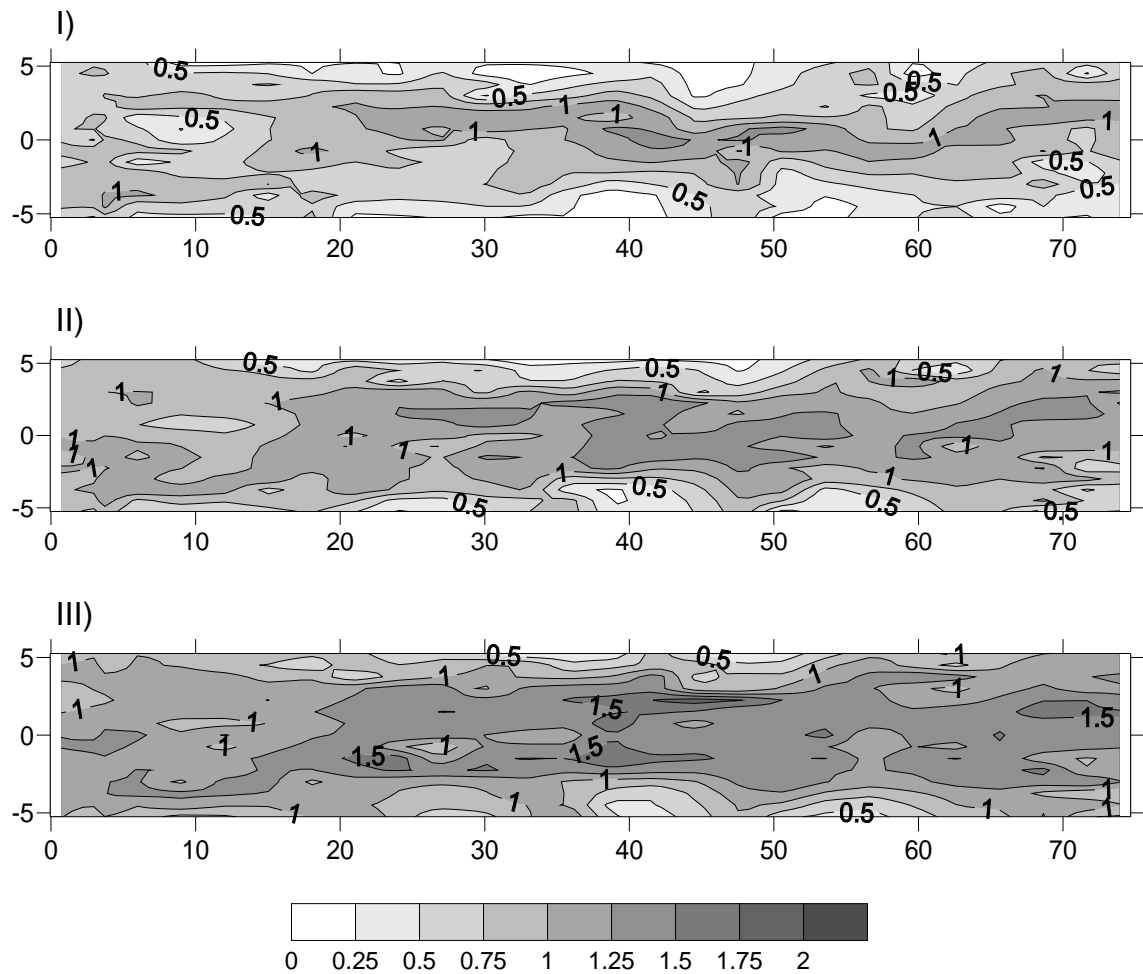


Abb. 91: Densimetrische Froudezahlen der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung für die spezifischen Abflüsse q von I): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $4.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; III): $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Densimetrische Froudezahlen der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung

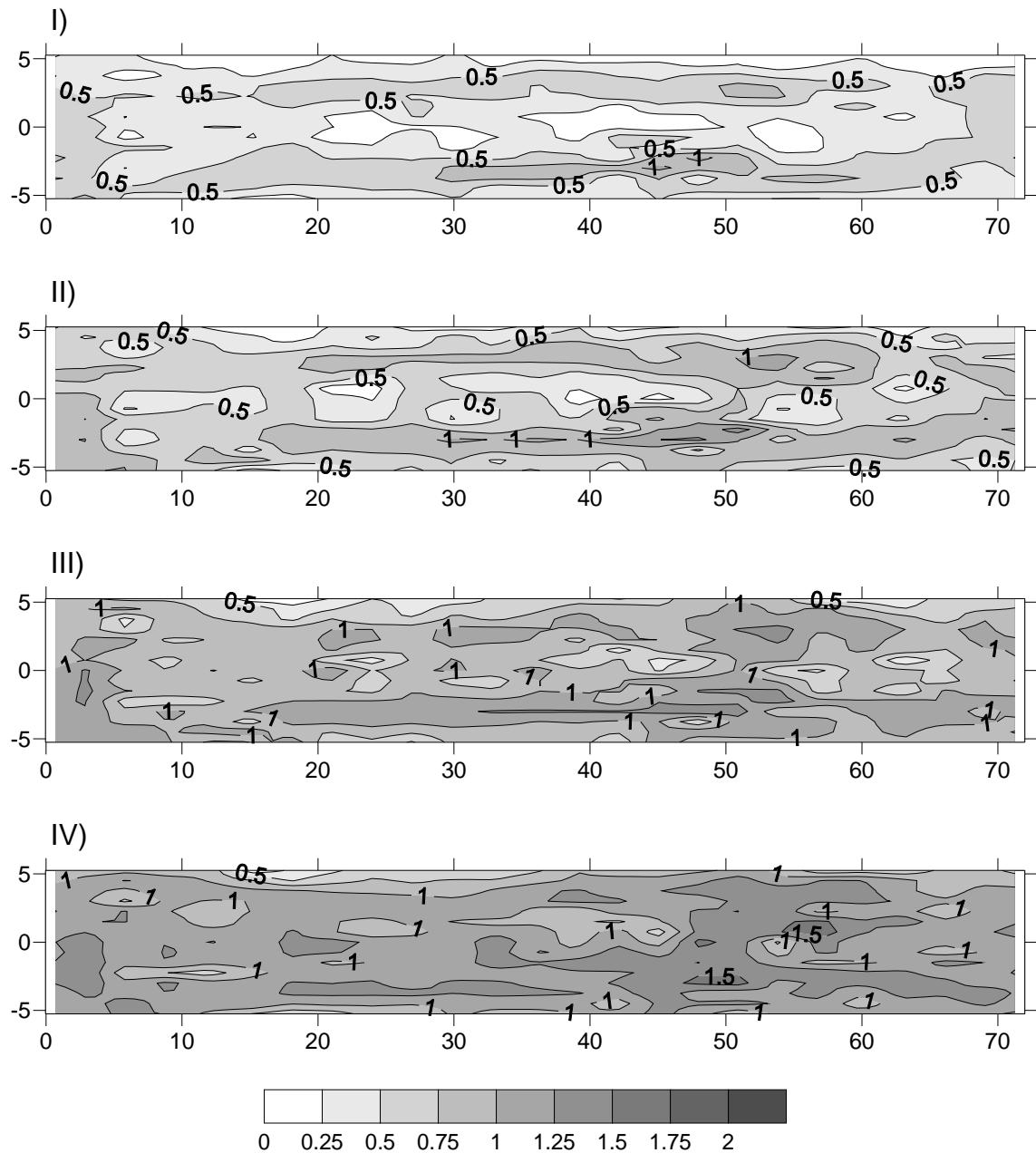
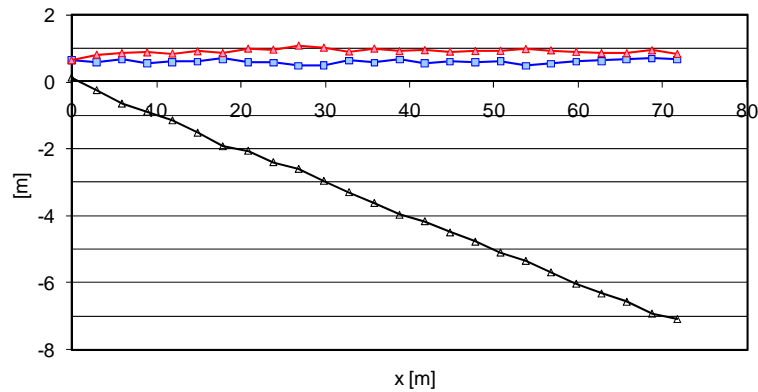


Abb. 92: Densimetrische Froudezahlen der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung für den spezifischen Abfluss q von I): $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; III): $4.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ und IV): $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

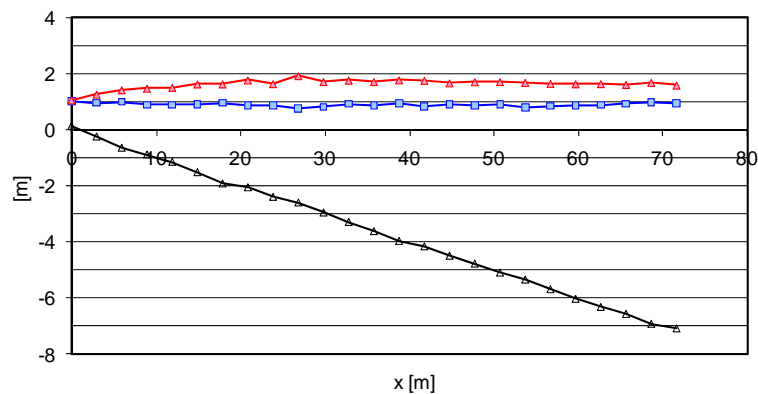
Anhang 4: Energiehöhen auf den Rampen

Energiehöhen auf der monotonen Rampe mit 10 % Neigung

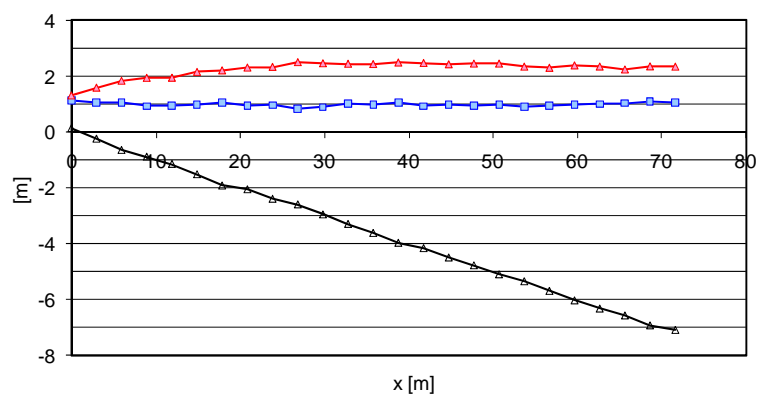
I)



II)



III)



—△— z [m]

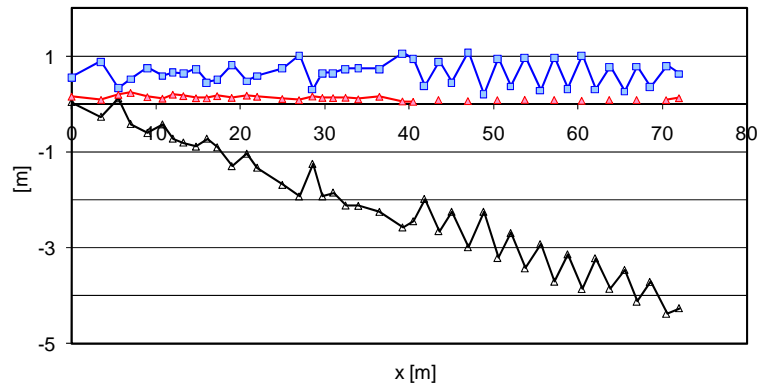
—□— h [m]

—△— $v^2/2g$ [m]

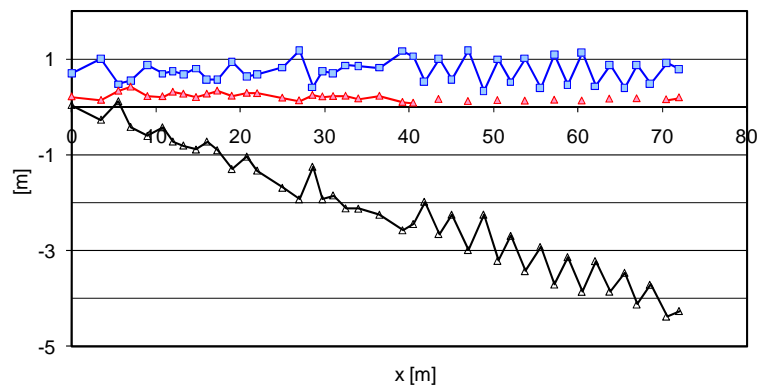
Abb. 93: Kinetische Energie ($v^2/2g$) und Abflusstiefen (h) im Vergleich zum Längenprofil (z) für die monotone Rampe mit 10 % Neigung für den spezifischen Abfluss q von I): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $5.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ und III): $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Energiehöhen auf der querriegelartigen Rampe mit 6 % Neigung

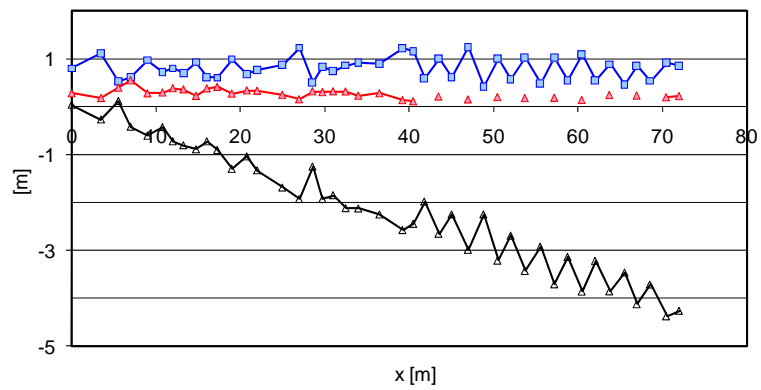
I)



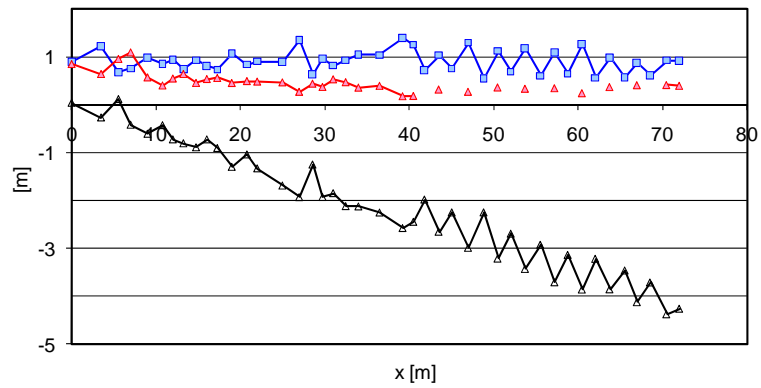
II)



III)



IV)



—△— z [m]

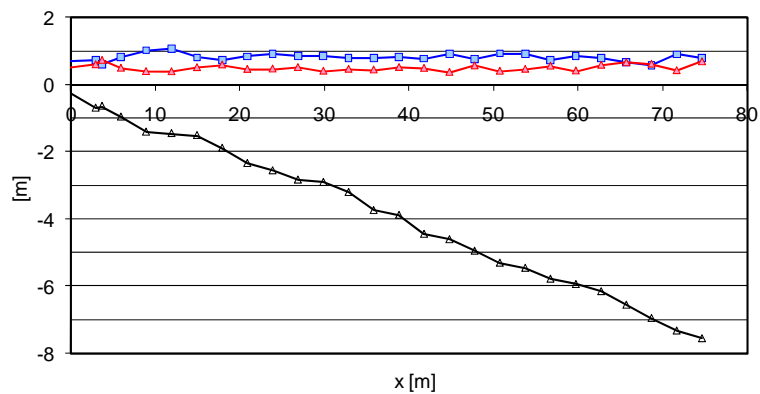
—□— h [m]

—△— $v^2/2g$ [m]

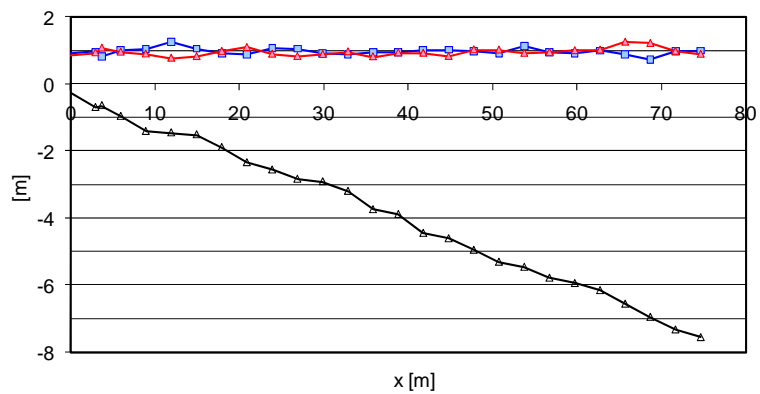
Abb. 94: Kinetische Energie ($v^2/2g$) und Abflusstiefen (h) im Vergleich zum Längenprofil (z) für die Rampe mit Querriegel und 6 % Neigung für den spezifischen Abfluss q von I): $1.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; III): $2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ und IV): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Energiehöhen auf der mäanderförmigen Rampe mit 10 % Neigung

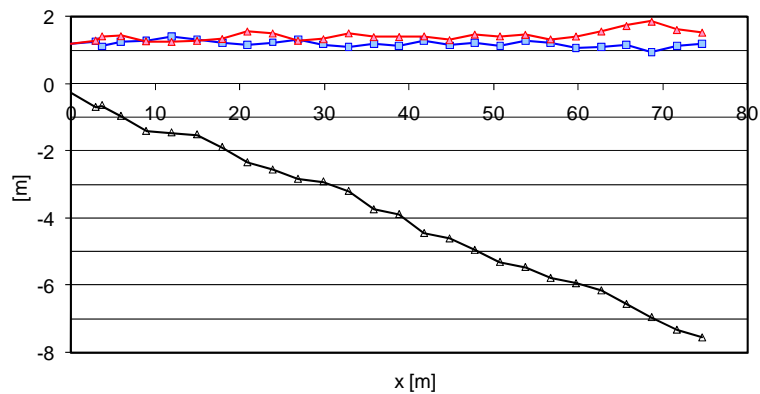
I)



II)



III)



—△— z [m]

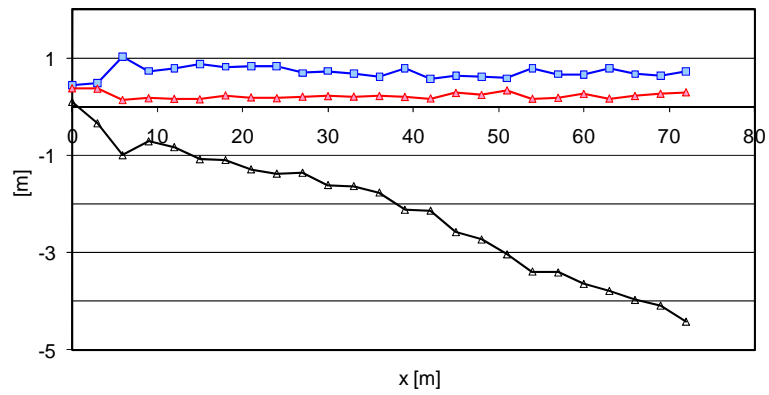
—□— h [m]

—△— $v^2/2g$ [m]

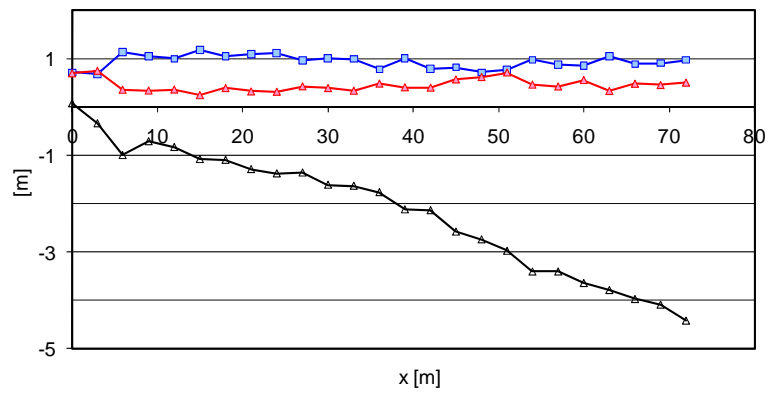
Abb. 95: Kinetische Energie ($v^2/2g$) und Abflusstiefen (h) im Vergleich zum Längenprofil (z) für die mäanderförmige Rampe mit 10 % Neigung für den spezifischen Abfluss q von I): $2.7 \text{ m}^3/\text{s/m}$; II): $4.6 \text{ m}^3/\text{s/m}$ und III): $6.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

Energiehöhen auf der mäanderförmigen Rampe mit 6 % Neigung

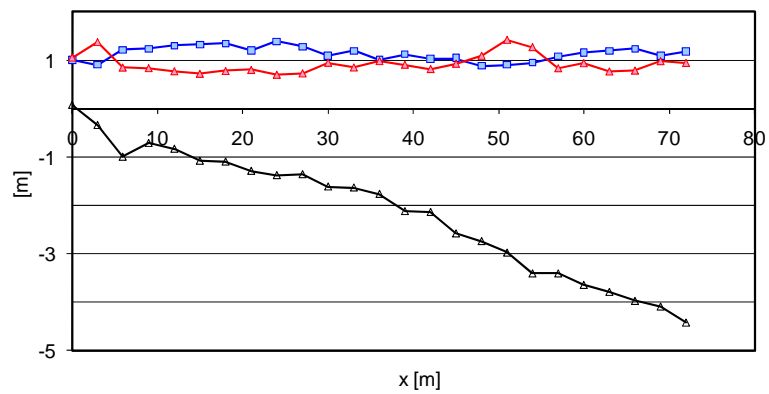
I)



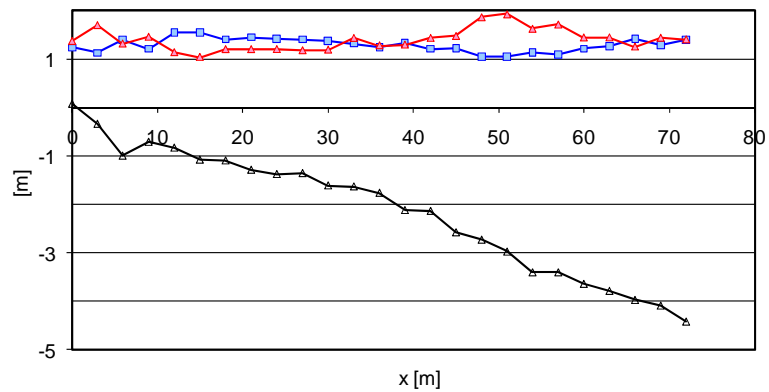
II)



III)



IV)

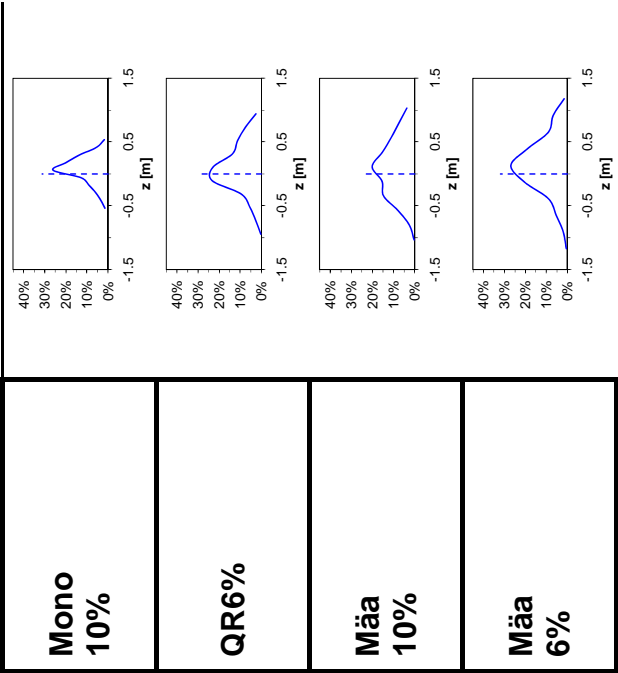


\blacktriangle z [m] \blacksquare h [m] \blacktriangle $v^2/2g$ [m]

Abb. 96: Kinetische Energie ($v^2/2g$) und Abflusstiefen (h) im Vergleich zum Längenprofil (z) für die mäanderförmige Rampe mit 6 % Neigung für den spezifischen Abfluss q von I): $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; II): $2.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$; III): $4.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ und IV): $6.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

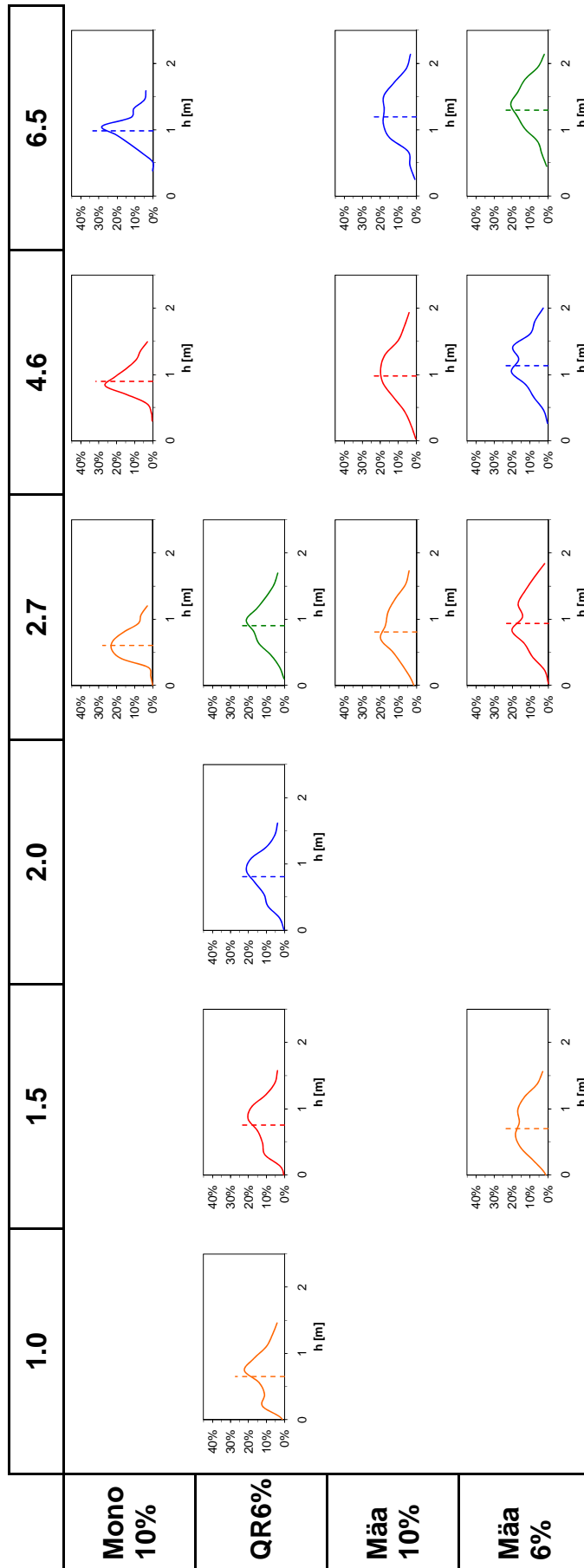
Anhang 5: Verteilungskurven der Abflussverhältnisse

Morphologie



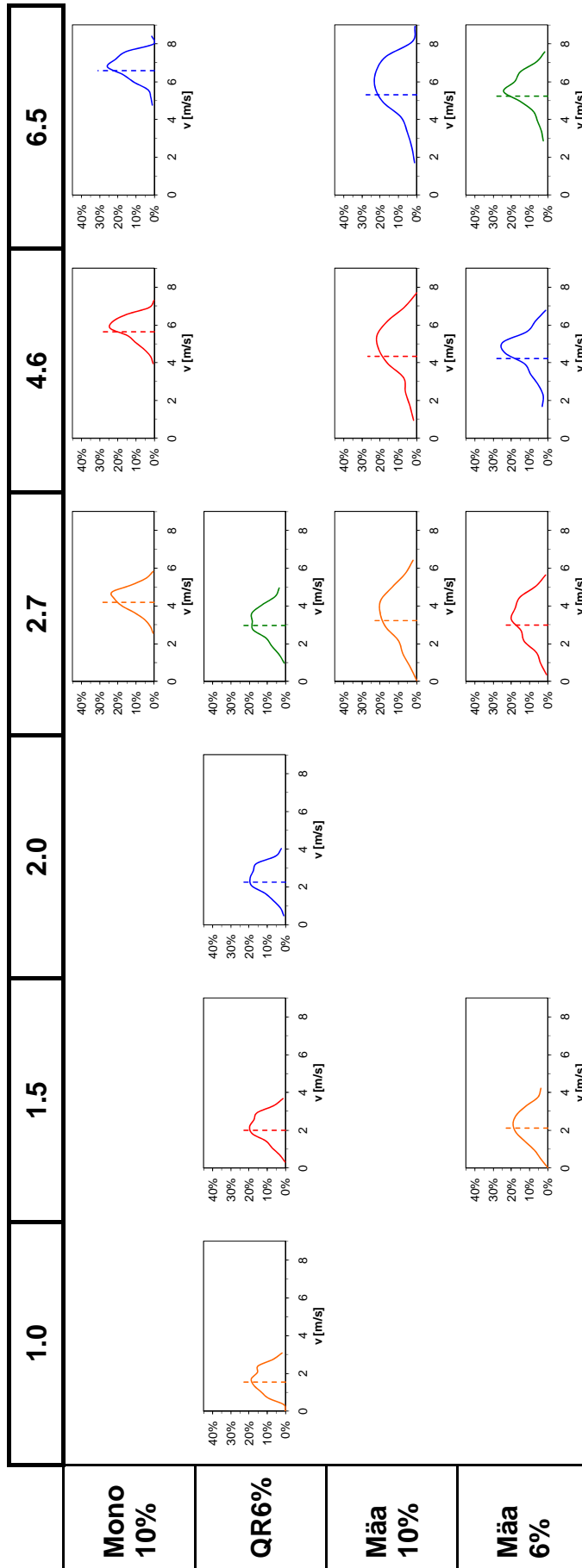
Abflusstiefen

q [m³/s/m]



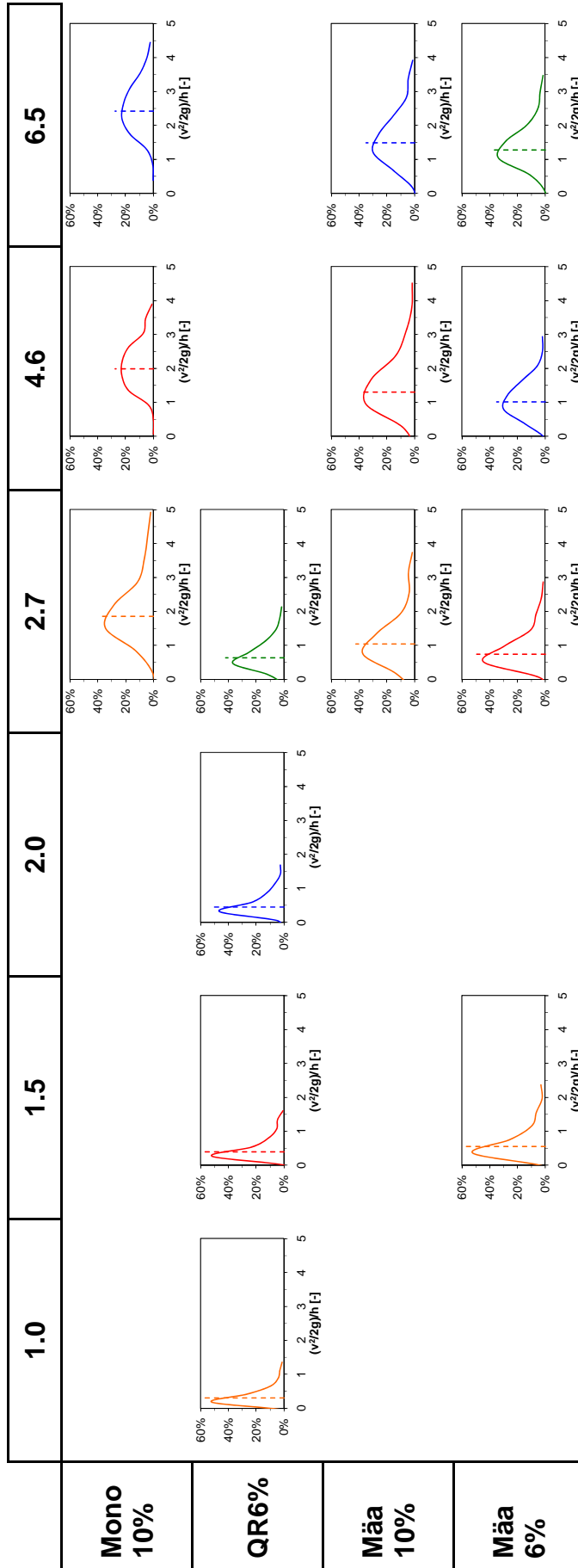
Geschwindigkeiten

q [m³/s/m]

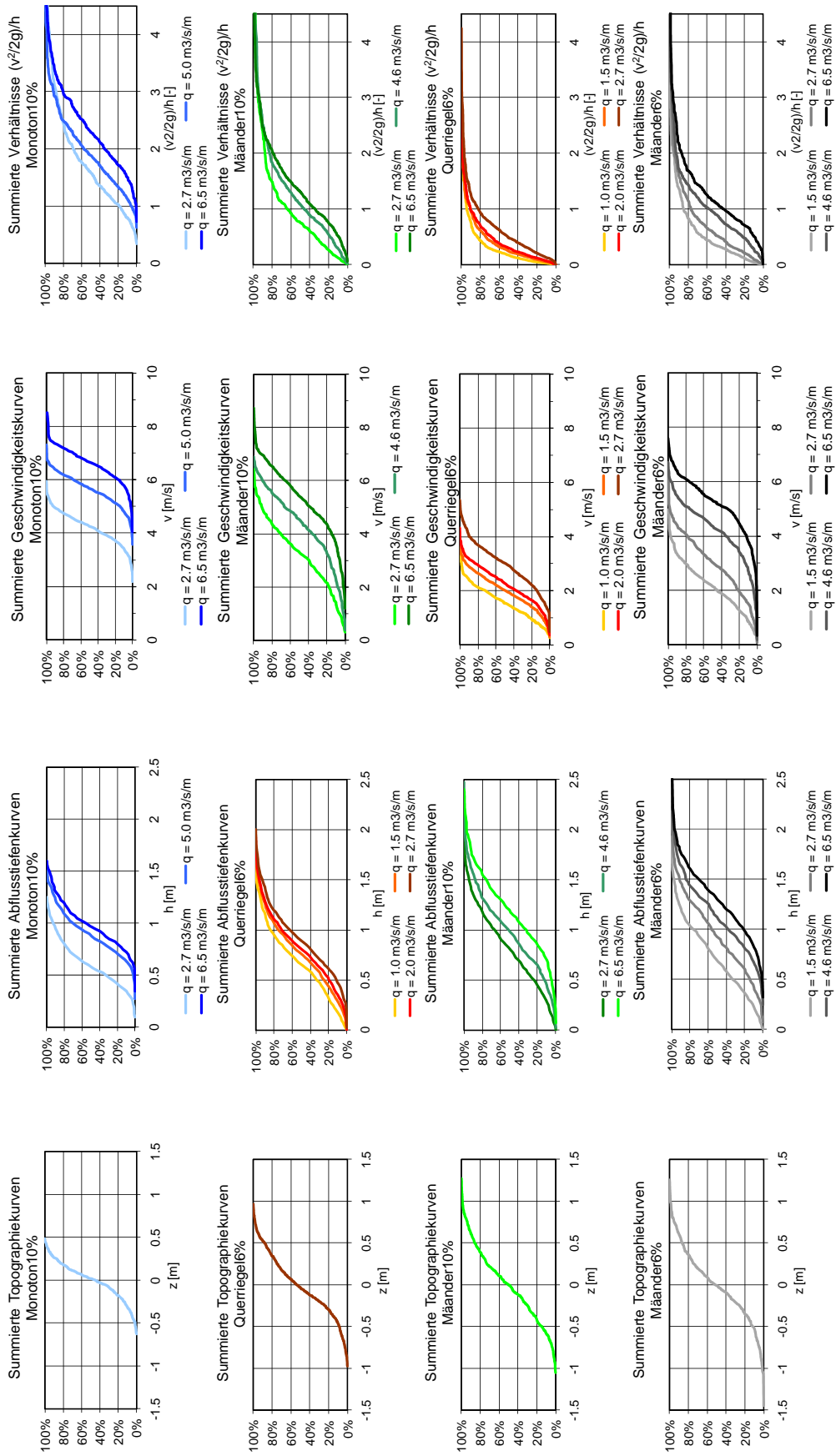


Verhältnisse der kinetischen Energie zur Abflusstiefe

q [m³/s/m]



Anhang 6: Summierte Abflussverhältnisse (Überschreitungswahrscheinlichkeiten) der Verteilungskurven



- N° 31 2007 P. Heller
Analyse qualitative des systèmes complexes à l'aide de la méthode de Gomez & Probst
- N° 32 2007 J. García Hernández, F. Jordan, J. Dubois, J.-L. Boillat
Routing System II - Modélisation d'écoulements dans des systèmes hydrauliques
- N° 33 2007 Symposium - Flussbauliche Massnahmen im Dienste des Hochwasserschutzes, der Umwelt, Gesellschaft und Wirtschaft / Mesures d'aménagement des cours d'eau pour la protection contre les crues, l'environnement, la société et l'économie
- N° 34 2007 B. Rosier
Interaction of side weir overflow with bed-load transport and bed morphology in a channel
- N° 35 2007 A. Amini
Contractile floating barriers for confinement and recuperation of oil slicks
- N° 36 2008 T. Meile
Influence of macro-roughness of walls on steady and unsteady flow in a channel
- N° 37 2008 S. A. Kantoush
Experimental study on the influence of the geometry of shallow reservoirs on flow patterns and sedimentation by suspended sediments
- N° 38 2008 F. Jordan, J. García Hernández, J. Dubois, J.-L. Boillat
Minerve - Modélisation des intempéries de nature extrême du Rhône valaisan et de leurs effets
- N° 39 2009 A. Duarte
An experimental study on main flow, secondary flow and turbulence in open-channel bends with emphasis on their interaction with the outer-bank geometry
- N° 40 2009 11. JUWI
Treffen junger Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler an Wasserbauinstituten
- N° 41 2010 Master of Advanced Studies (MAS) in Water Resources Management and Engineering, édition 2005-2007 - Collection des articles des travaux de diplôme
- N° 42 2010 M. Studer
Analyse von Fliessgeschwindigkeiten und Wassertiefen auf verschiedenen Typen von Blockrampen



ISSN 1661-1179

Prof. Dr A. Schleiss
Laboratoire de constructions hydrauliques - LCH
EPFL, Bât. GC, Station 18, CH-1015 Lausanne
<http://lch.epfl.ch>
e-mail: secretariat.lch@epfl.ch